

博士論文

斜面の活動性評価に関する動態モニタリング技術の研究

2017 年 3 月

菊地 輝行

岡山大学大学院

環境生命科学研究科



# 目次

第1章 研究の背景と目的	1-1
1.1 はじめに	1-1
1.2 斜面崩壊発生要因について	1-3
1.2.1 地形・地質的素因	1-3
1.2.2 自然災害的誘因	1-8
1.3 本研究の目的と内容	1-12
第2章 地すべり・崩壊の事例とモニタリングの課題	2-1
2.1 地すべり・崩壊に係る事例調査の現状	2-1
2.1.1 地すべり・崩壊の発生事例と発生箇所の推定	2-1
2.1.2 予測困難な地すべり・崩壊の事例	2-6
2.1.3 事例調査のまとめ	2-19
2.2 動態モニタリングの着目点	2-21
2.2.1 地すべり・崩壊に伴う変動事象の特性	2-21
2.2.2 斜面末端部における人工構造物の変状	2-24
2.2.3 斜面全体の面的な変動の把握	2-30
2.2.4 まとめ	2-37
2.3 動態モニタリング手法の現状と課題	2-40
2.3.1 人工構造物の局所的なモニタリングの手法	2-40
2.3.2 人工構造物の面的なモニタリングの手法	2-43
2.3.3 広域の設置型モニタリング手法	2-46
2.3.4 広域の非設置型モニタリング手法	2-61
2.4 動態モニタリング手法の選定	2-66
第3章 画像計測法を用いたひび割れ計測による斜面変動の活動性評価	3-1
3.1 基本原理	3-1
3.1.1 ターゲット円の重心計算	3-3
3.1.2 射影変換	3-4
3.2 精度検証実験	3-10
3.2.1 精度検証実験の概要	3-10
3.2.2 近距離撮影時の再現性検証実験	3-12
3.2.3 遠距離撮影を想定した検証実験	3-16

3.2.4	2 方向検出の検証実験	3-32
3.2.5	維持管理への適用	3-35
3.3	斜面変動の活動性評価	3-45
3.3.1	現場概要	3-45
3.3.2	地質概要	3-46
3.3.3	地すべりにおけるひび割れ計測の目的と設置	3-47
3.3.4	計測結果と斜面の活動性評価	3-49
3.4	まとめ	3-55
第 4 章	精密三次元写真計測を用いた擁壁変状の活動性評価	4-1
4.1	デジタル写真測量の基礎理論	4-2
4.1.1	モデルの設定と解析原理	4-3
4.1.2	計測条件	4-8
4.1.3	計測方法	4-9
4.1.4	解析	4-13
4.2	三次元写真計測の高精度化	4-17
4.2.1	高精度化のためのシミュレーション	4-17
4.2.2	高精度化の現場での検証	4-20
4.3	実斜面での変位検出実験	4-22
4.3.1	変位検出の方法	4-22
4.3.2	変位検出実験の概要	4-24
4.3.3	変位検出と内的精度の検討	4-26
4.3.4	変位量の検出	4-27
4.4	ひずみ分布、重ね合わせを使った検証手法	4-29
4.5	維持管理現場への適用	4-30
4.5.1	計測状況と結果	4-30
4.5.2	三次元変位分布の解析結果	4-34
4.6	擁壁変状の活動性評価	4-36
4.6.1	光波測量との外的精度評価	4-36
4.6.2	既設クラック変位計との評価および変状メカニズムとの検討	4-38
4.7	まとめ	4-40
第 5 章	航空レーザ計測データを用いた地すべりの活動性評価	5-1
5.1	航空レーザ計測の活用について	5-1
5.2	変動量解析における精度向上のための課題	5-2
5.3	解析手法	5-3



5.3.1	特徴的な地形の抽出手法	5-4
5.3.2	S-DEMによる変動ベクトル解析手法	5-10
5.4	変動ベクトル解析の地すべり地への適用	5-12
5.4.1	適用対象地の概要	5-12
5.4.2	計測データの品質検証	5-14
5.4.3	2014 年の岩屑すべりに関する崩壊前後の比較	5-14
5.4.4	不動エリアの評価と有意な斜面変動量の設定	5-16
5.4.5	地すべりブロック変動量と変動ベクトル量の整合性	5-18
5.4.6	地すべりの活動性とメカニズムの検証	5-20
5.5	地すべりの活動性評価	5-23
5.6	まとめ	5-27
第 6 章	斜面の活動性に合わせた動態モニタリングの提案	6-1
6.1	適用した動態モニタリング手法のまとめ	6-1
6.2	斜面の活動性に合わせた動態モニタリング	6-4
6.3	まとめ	6-7

第 7 章	結論	7-1
-------	----	-----

参考文献

謝辞



## 第1章 研究の背景と目的

### 1.1 本研究の背景

近年、異常気象や大規模地震などに伴う災害が多発しており、今後も深層崩壊や表層崩壊など様々な規模・形態の斜面災害が発生する可能性が高まっている。

特に異常気象の変化は明らかで、気象庁の資料によれば、雨の降り方も長期的に変化しており特に1時間80mm以上の激しい雨の発生回数は10年あたり10%の増加を超えており、強い雨が集中して降る傾向が高まっている。例えば平成23年には7月19日台風6号で奈半利川流域の平鍋観測所では最大24時間雨量798ミリ、連続雨量1,067ミリという未曾有の豪雨を記録した。続く1週間後の7月27日新潟・福島豪雨が発生し福島県会津地方で総雨量700mmを超えて土砂災害が発生、約1ヵ月後の8月2日～3日には台風12号が紀伊半島に大雨をもたらし、紀伊半島の広い範囲で総雨量が最大2000mmに達し、死者78名のほか、深層崩壊が約50箇所、表層崩壊は200箇所以上となった。ほぼ2ヶ月の間に3箇所集中豪雨が発生している。このような長期的な気候変動は地球温暖化や現在の地球が間氷期であり、温暖な状態にあること原因であると考えられるが、今後もこのような短期間の豪雨の可能性が高まっていると考えられる。

このような斜面災害は土石流や地すべりのようにそれ自体が大きな災害を与えるだけでなく、道路や発電所などの人工構造物に対しても甚大な被害を与える。

現在、斜面の崩壊を事前に把握し、災害の発生を予防することが重要であるが、対象とする流域が広大であること、および影響を与える構造物の箇所数が多いことから困難な状況にある。このため、地すべり、崩壊や既存コンクリート構造物のひび割れの計測などは、変動現象が顕在化してから開始されることが多い。しかしながら災害後の計測は、豪雨後の地下水上昇や余震が発生する不安定な時期と重なることが多い。特に災害直後の計測機の設置は、二次災害の危険性が高く安全性の面で課題がある。また、多数の地すべり・崩壊が同時に発生した場合には、通常の地表伸縮計や傾斜計で監視することは非効率的であり、資材及び費用の確保の点でも不可能である。また斜面災害が影響を与える可能性のある土木構造物の多くは1960年代の高度経済成長期に短期間の間に整備されている。近年これらの構造物が建設後約50年を経て老朽化している。このように自然斜面や人工斜面にかかわらず、その健全性を評価するための点検手法の効率化および省力化が重要な課題となっている。また多くの斜面の崩壊発生後に調査が実施され、自然事象と斜面との関わりや発生メカニズムの解明が試みられているものの、災害発生前における変動現象の予測は十分に把握できていない。こうしたことから、地すべり・崩壊の発生しやすい箇所や斜面に隣接する構造物の維持管理の現場においては、広域、局所にかかわらず複数箇所を簡便かつ同時にモニタリングし、長期に観測する手法開発が望まれる。

本研究では上記に述べたような地すべり・崩壊や土石流などの斜面の崩壊に加えて、斜

面災害の末端に位置する擁壁や盛土などのコンクリート構造物についても着目し、写真撮影画像やレーザ計測の三次元点群データなど、最小限の機材で計測できる動態モニタリング技術を活用した斜面の活動性評価を試みた。

なお、本研究では、地すべりと崩壊の違いについては、以下の表に基づき検討を行う。

**表 1-1 地すべりと崩壊の違い<sup>1-1)</sup>**

	地すべり	崩壊
1) 地質	特定の地質または地質構造の所に多く発生する。	地質との関係は少ない。
2) 土質	主として粘性土をすべり面として滑動する。	砂質土（マサ、ヨナ、シラスなど）のなかでも多く起こる。
3) 地形	5°～20°の緩傾斜地に多く発生する。地すべりに特有の地形を示すことが多い。	20°以上の急傾斜地の0次谷、谷頭部に多く発生する。
4) 活動状況	継続性、再発性、時間依存性大。	突発性があり、時間依存性少。
5) 移動速度	0.01mm/day～10mm/dayのものが多く、一般に速度は小さい。	10mm/day以上で速度はきわめて大きい
6) 土塊	土塊の乱れは少なく、原型を保ちつつ動く場合が多い。	土塊はかく乱される。
7) 誘因	地下水による影響が大きい。	降雨、とくに降雨強度に影響される。
9) 徴候	大きく変動する前に亀裂の発生、陥没、隆起、地下水の変動などの徴候が生ずる。	発生前の徴候がなく、突発的に滑落してしまう。

## 1.2 斜面災害の要因について

日本国土の約 70%は、山地であり、傾斜角度が 30° 以上ある急傾斜地も多い中、崩壊する斜面とそうでない斜面の存在理由について、明瞭に説明することは難しい。この理由のひとつが、複数の発生要因を有しているからであると考えられる。自然斜面の崩壊は素因と誘因に区分することが提案<sup>例えば 1-2)</sup>されており、本章では、まずこれらの斜面災害の要因について表 1-2 に示すような地形・地質的な素因と災害の発生の直接的な誘因となる自然現象について整理を行う。その後、斜面災害に係る事例調査の現状とモニタリングの課題について検討する。

表 1-2 自然災害の要因

素因の例（地質現象）	風化・硬軟	地質構造	地下水・湧水
誘因の例（自然現象）	地震	降雨	火山

### 1.2.1 地形・地質的素因

日本列島は、図 1-1 に示すように、太平洋プレート、フィリピン海プレート、北米プレートおよびユーラシアプレートの 4 枚のプレートが複雑に組み合わさっている。プレートの境界では、海洋プレートが日本列島に沈み込んで込んでいる。プレートの境界では沈み込みによる地震が発生することがあり、2011 年に発生した東北地方太平洋沖地震 M9.0、最大震度は 7 を記録しているが、今後もプレートの沈み込みに伴う地震発生の可能性がある。特に図 1-2 に示すように、関東、中部地方、紀伊半島から四国にかけて太平洋側では、今後 30 年で震度 6 弱以上の揺れに見舞われる確率の分布図が 70%以上となっており、今後も地震の発生する可能性が高い。

図 1-3 には、中新世以降、島弧としての日本列島が形成された後の変動量を示す。また図 1-4 には第四紀以降の上下変動量、図 1-5 には、20 世紀初頭の水準測量による変動量を示す。この結果から、どの時代においても隆起する場所は概ね同様の傾向を認めることができる。日本で最も隆起量の多い箇所は、中部地方北部の山地であり、前述のプレートと地質構造では、北米プレートとユーラシアプレート、フィリピン海プレートが重なり合う箇所に相当する。これらのプレートの動きと共に隆起が進行することで地形の変動が顕著となりこの活動により断層を形成することになる。プレートによる変動の影響は太平洋側だけでなく、ユーラシアプレートと北アメリカプレートが衝突し応力集中場を形成している古第三紀中新世の地質が分布している新潟県の芋川流域では、平成 16 年新潟県中越地震によって数多くの地滑りが発生した。この地域は約 200～300mの大きな起伏量を示した特異な地形を有している。

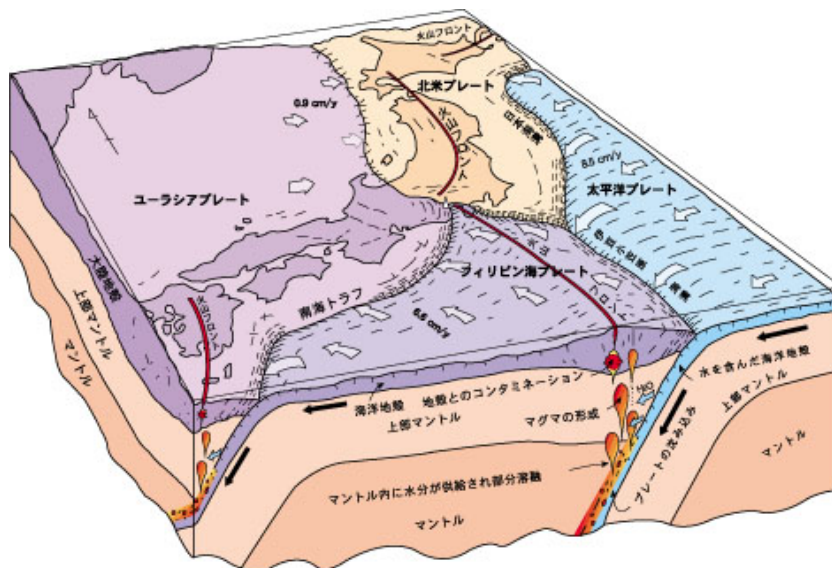


図 1-1 日本付近のプレートと地質構造 1-3)

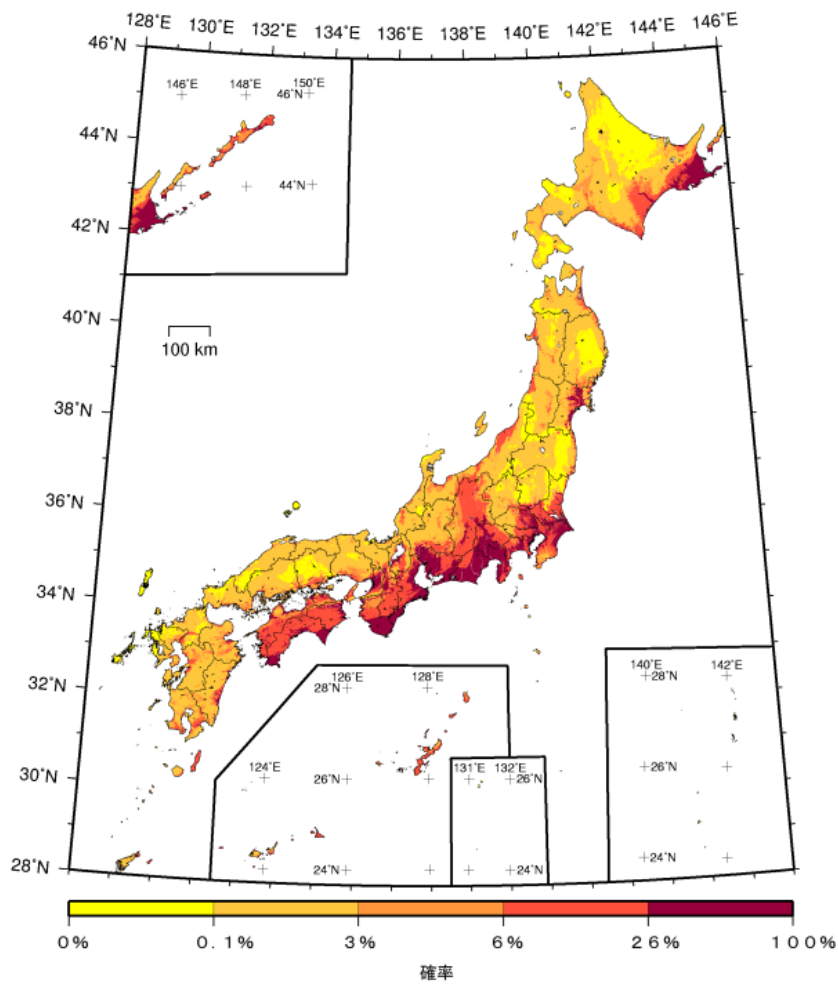


図 1-2 確率論的地震動予測地図 1-4)

今後 30 年で震度 6 弱以上の揺れに見舞われる確率の分布図

特に駿河トラフから東南海トラフ、西南海トラフへ続く沈み込み帯前面の形状は、そのまま中央構造線と同じ傾向を形成している。中央構造線は、西南日本を内帯と外帯に分けているが西南日本外帯における付加体の形成は、褶曲や撓曲など複雑な地質構造を生み出した。付加体には四万十帯や三波川変成帯が代表的な例として挙げられるが、特に三波川帯に分布する三波川結晶片岩は硬質な片岩でありながら、明瞭な片理面の存在のために地すべりなどの斜面災害が発生しやすい。この中でも四国山地では起伏量が 300～600mを示し特徴的な地形となっている。このように日本列島は複雑な構造となっており、地質学的に災害事象が発生しやすい高い危険度を有していると考えられる。

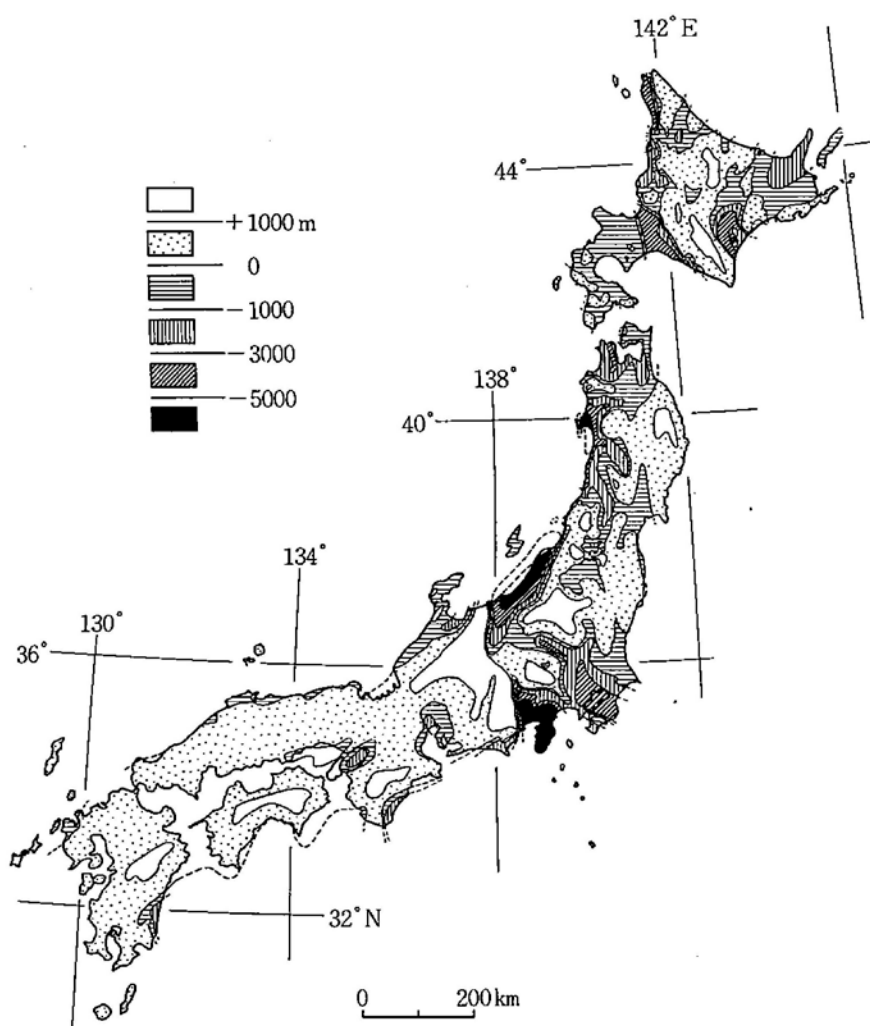


図 1-3 中新世以降の上下変動の分布<sup>1-5)</sup>

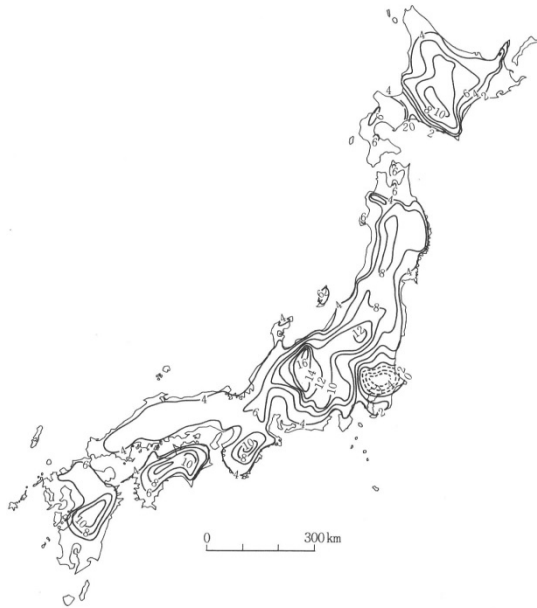


図 1-4 第四紀における上下変動量<sup>1-6)</sup>



図 1-5 1904～1974 年の上下変動量<sup>1-7)</sup>

(変動量の単位は mm)

以下に、日本列島の地形および地質的な素因について概略を述べる。

#### (1) 地形

斜面災害の多くは河川に接する斜面で発生するが日本の河川は急峻な地形を流れる急流河川が多い、例えば四国の中央構造線付近を流下する吉野川や重信川では、上・中流域において、東西に連なる急峻な山地を流れる急流河川で、激しい浸食を繰り返しながら造った深い溪谷は、土砂災害発生的主要原因となる。特に重信川では、流路の短い河川であるが、水源地域は 1,000m 級の山稜が連なっている。この急峻な地形を流れ下る重信川は日本有数の急流河川で、これまでも数多くの土砂災害を引き起こしている。

#### (2) 斜面堆積物

過去に何らかの原因により地盤に変動が発生し、攪乱された物質が斜面に堆積したものである。V 地谷を形成する河川の緩斜面と人家が認められることも多い。崩土としては現在、生産されている斜面や谷地形中の緩斜面などもあるが、いわゆる崖錐堆積物として、過去のある時代に集中的に生産されたと考えられる。これらは固結度がゆるく、締まっていない場合もあり、表層崩壊や山崩れ、落石なども発生しやすく、土石流の発生源になると考えられる。

#### (3) 岩質・地質構造

河川の侵食や下刻に対して、風化や透水性および地質構造が原因となり斜面が不安定化して地すべり・崩壊が発生する。地質構造については堆積岩地帯において泥岩・粘板岩や



泥質片岩が影響することが多い。例えば、平成 16 年の中越地震における芋川周辺の第三紀中新世から第四紀にかけての地質が分布しているが、ここで発生した地すべりの多くは既存の地すべりの再活動である。また浅層の活動は層理面に沿うすべりで、比較的深層におよぶ崩壊には凝灰岩層にすべり面を持つ崩壊、泥岩の不連続面に沿うすべり、泥岩の座屈による崩壊が報告されている<sup>1-8)</sup>。また硬質な結晶片岩においては単斜構造では、流れ盤の地すべりだけではなく、受け盤においてもトップリングやクリープによる地すべりが発生している。

#### (4) 断層

中古生代の硬質な岩盤よりなる地山においても、断層破碎帯が存在する地点において地すべりが発生することがある(写真 1-1 参照)。この断層が地すべり地に発達する場合には、断層面の一部が地すべり面を形成する、または断層が亀裂の多いプロセスゾーン<sup>1-9)</sup>を形成し、水みちを作ることにより地下水分布の性状に影響を与え、それによる破碎が進行する可能性もある。また断層破碎帯自体が崩壊する場合もあり<sup>1-10)</sup>、断層の分布は地すべりと密接な関係がある。



写真 1-1 硬質な砂岩と粘板岩の互層の例

硬質な砂岩に挟まれた粘板岩は破碎を受けている（四万十帯砂岩・粘板岩互層）

#### (5) 地下水位

地すべり地や崩壊が発生する地形は、他の山地斜面に比較して地下水の分布により安定性に影響がある。地すべり地は、表流水を集めやすい地形を呈していることや、後背地に台地が控えていることが多いこと、あるいは地すべりの移動土塊とその下位の不動岩盤では透水性に差が見られ、伏流水を形成しやすいことなどに起因している。

## 1.2.2 自然災害的誘因

### (1) 豪雨・台風

自然災害の発生の誘因となる台風や豪雨について検討する．土砂災害の要因は，大きく区分して地震，集中豪雨，火山である．気象庁によれば，日降水量 100mm 以上および 200mm 以上の年間日数は有意な増加傾向があり，最近 30 年間と 20 世紀初頭の 30 年間では，100 mm 以上日数は約 1.2 倍，200 mm 以上日数は約 1.4 倍の出現頻度となり，降雨量の増加は明らかな傾向となっている．また極端な多雨・少雨の年が増えており，全国平均の年降水量平年比は長期的には減少傾向にあるものの，平均的な年々の変動幅（標準偏差）は，約 1.4 倍に増大している<sup>1-11)</sup>．また図 1-6 で示すように雨の降り方も長期的に変化しており特に 1 時間 80 mm 以上の激しい雨の発生回数は 10 年あたり 10% で増加しており，強い雨が集中して降る傾向が高まっている．

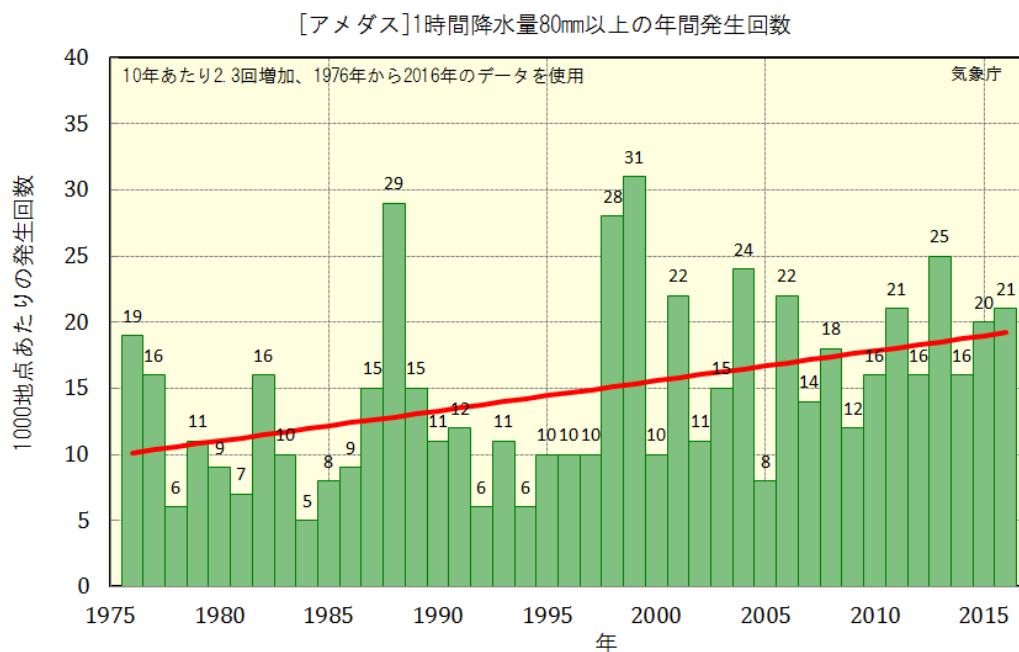


図 1-6 アメダス地点で 1 時間降水量が 80mm 以上となった年間の発生回数<sup>1-12)</sup>

(1,000 地点あたりの発生回数に換算) 赤い直線は期間にわたる変化傾向を示す

このような長期的な気候変動は，図 1-7 に示すように，およそ 10 万年の周期で起こっており氷期－間氷期サイクルは北半球の高緯度地方に降り注ぐ日射量が変わったことが原因によると考えられる．これは地球の自転軸や公転軌道の周期的な変化に対応したミランコヴィッチサイクルであり，最終氷期が終わり，日射量変化による北アメリカやヨーロッパを覆っていた氷床面積の減少，海水面の上昇とそれに伴う大気中の塵の減少，さらには陸上植物の分布が変化したことなどが現在の間氷期への移行にしていると考えられる．また，図 1-8 に示すように 20 世紀半ば以降，短期間で急激な気温上昇が起こっている．この変化

は、前述のミランコヴィッチサイクルや数百年スケールの太陽活動の強弱に伴う日射量変動では、20 世紀後半からの気温上昇だけではなく、産業革命以降の  $\text{CO}_2$  の排出が関与していると考えられる。いずれが原因であるとしても、地球温暖化は今後も進行すると考えられ、日本における短期間の豪雨の可能性は、今まで以上に高まると考えられる。

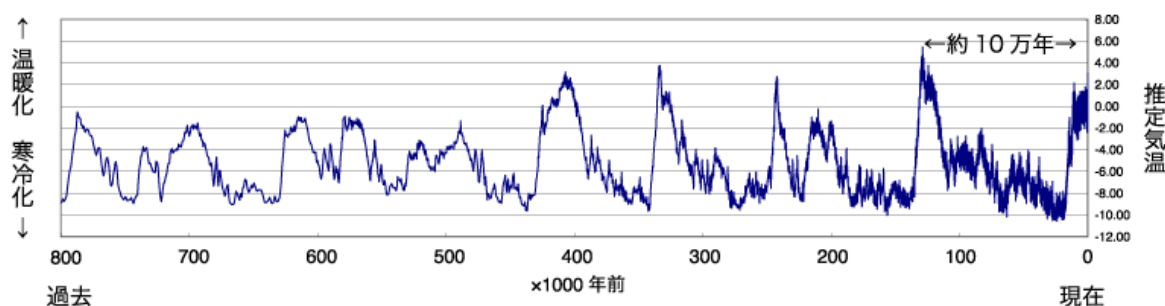


図 1-7 南極の気温推定値 <sup>1-13)</sup>

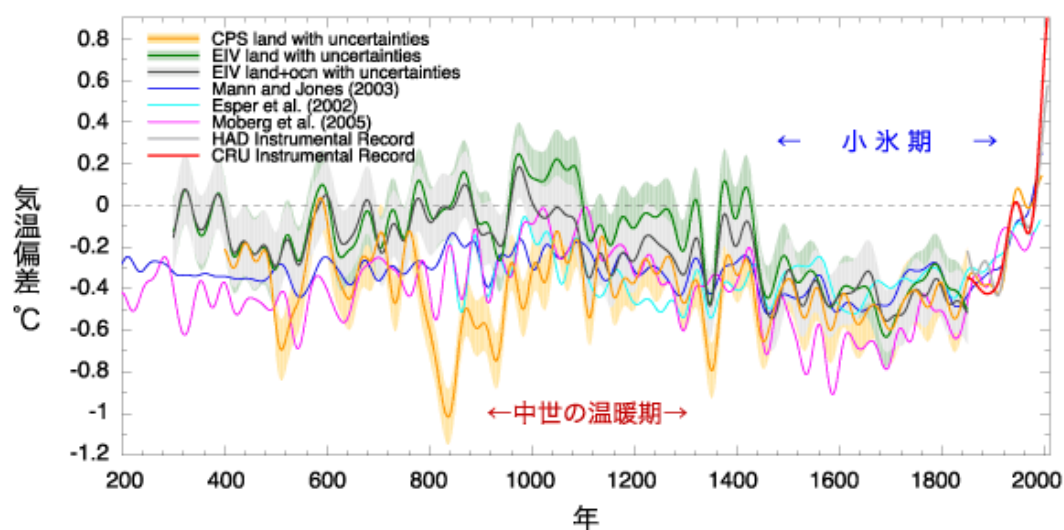


図 1-8 北半球の気温変化 <sup>1-14)</sup>

このように気象異常が今後も進行する傾向は年々明確になることで、土砂災害の発生件数も増加している。防災白書 <sup>1-15)</sup> によれば、過去 10 年間（平成 14 年～24 年）の土砂災害発生件数は年平均で約 1,000 件以上であり、自然災害による犠牲者のうち、土砂災害によるものが大きな割合を占め、多大な被害を生じている。

近年発生した大規模な集中豪雨の例として平成 23 年に発生した豪雨災害を以下に挙げる。この年は、平成 23 年は 3 月に東日本大震災が発生し、その後の余震でも中部地方を震源とする地震も長野県や静岡県で発生しており、全国的に地震による地殻変動が発生した中で、豪雨災害となった。

①7月19日台風6号<sup>1-16)</sup>

台風6号は2011年7月12日に発生し、18日頃から九州・四国・本州の一部がこの台風の暴風圏に入り、18日深夜から19日未明にかけて最も室戸付近に接近した。

この台風により、アメダス魚梁瀬観測所では7月17日15:00～20日4:00までの連続雨量が1199mm、最大24時間雨量860mm、最大時間雨量62mm(19日2:00～3:00)の降雨を観測し、高知県和田観測所では17日19:00～20日3:00の連続雨量1015mm、最大24時間雨量755mm、最大時間雨量64mmを記録した。奈半利川流域の平鍋観測所では最大24時間雨量798ミリ、連続雨量1,067ミリという未曾有の豪雨を記録した。土砂災害の件数が45箇所であった。

②7月27日新潟・福島豪雨<sup>1-17)</sup>

7月27日から30日にかけて、新潟県と福島県会津を中心に大雨となった。特に、28日から30日にかけては、前線が朝鮮半島から北陸地方を通して関東の東にかけて停滞し、前線に向かって暖かく非常に湿った空気が流れ込み、大気の状態が不安定となって、新潟県と福島県会津を中心に「平成16年7月新潟・福島豪雨」を上回る記録的な大雨となった。この期間の降水量は、福島県会津の多いところで700ミリ、新潟県の多いところで600ミリを超え、7月の月降水量平年値の2倍以上となった。

この大雨により、新潟県、福島県において死者4名、行方不明者2名の人的被害があった。また、新潟県、福島県では各地で堤防の決壊や河川の氾濫による住家の浸水・農地の冠水が発生したほか、土砂災害による住家や道路の被害も多数発生した。その他、停電、断水が発生し、交通機関にも大きな影響が出た。

③9月2日～3日台風12号、紀伊半島豪雨<sup>1-18)</sup>

8月25日9時にマリアナ諸島の西海上で発生した台風第12号は、9月2日に四国地方に接近、3日10時頃に高知県東部に上陸、18時過ぎに岡山県南部に再上陸した。その後台風第12号は4日未明に山陰沖に進み、5日15時に日本海中部で温帯低気圧に変わった。

台風が大型でさらに動きが遅かったため、長時間にわたって台風周辺の非常に湿った空気が流れ込み、西日本から北日本にかけて、山沿いを中心に広い範囲で記録的な大雨となった。8月30日17時から9月5日24時までの総降水量は、紀伊半島を中心に広い範囲で1000ミリを超え、多いところでは年降水量平年値の6割に達し、紀伊半島の一部の地域では解析雨量で2000ミリを超えた。

台風による土砂災害、浸水、河川のはん濫等により、埼玉県、三重県、兵庫県、奈良県、和歌山県、広島県、徳島県、香川県、愛媛県などで死者78名、行方不明者16名となり、北海道から四国にかけての広い範囲で床上・床下浸水などの住家被害、田畑の冠水などの農林水産業への被害、鉄道の運休などの交通障害が発生した。また、和歌山県や奈良県内では豪雨に伴う山崩れにより河道閉塞（天然ダム）が生じた。この台風により全国の202

箇所で土砂災害が発生した<sup>1-19)</sup>。上記 202 箇所のうち、土砂災害警戒区域に該当していた箇所は 47 箇所である。また、死者・行方不明者を伴う土砂災害発生箇所は、三重県、奈良県、和歌山県の 13 箇所で発生した。上記 13 箇所のうちで、土砂災害警戒区域に該当していたのは 1 箇所である。このうち 0.01km<sup>2</sup>以上の深層崩壊は 22 件であった<sup>1-20)</sup>。

以上の 3 箇所は、ほぼ 2 ヶ月の間で発生した事象である。今後もこのような短期間で集中的に豪雨が発生する可能性は高まると考えられ、今後の地すべり・崩壊に関するハザードマップ、リスクマップに関する充実が望まれる。

## (2) 地震

地震を要因とする土砂災害については、多数の事例がある。直下型地震では、平成 16 年 10 月の新潟県中越地震で、芋川流域において 1,419 箇所もの斜面崩壊が発生し、河道閉塞も 55 箇所発生している。プレート型の地震では、平成 23 年 3 月 11 日の東日本大震災においては、141 件の土砂災害が発生している。

斜面災害の顕著な事例が認められたのは、2008 年 6 月「平成 20 年岩手・宮城内陸地震」であり岩手県を震源とした M7.2、最大震度 6 強の直下型地震である。河川における地すべりダムの形成や道路の不通、家屋の損壊などの甚大な被害が生じた<sup>1-21)</sup>。死者・行方不明者 23 名の半数以上が土砂災害で生じた人的被害である。この地震による自然災害は、土石流 26 件、地滑りを含む斜面崩壊 22 件、河川の河道閉塞は岩手県及び宮城県の磐井川流域、迫川流域、三迫川流域で合計 15 カ所発生した。この地震では我が国最大の地滑りが発生したり、橋の両端の土地が縮まったため、橋が折れて落下するなど、典型的な地盤の変動が見られた。特に荒砥沢地すべりは、古い地滑りの再滑動である。荒砥沢ダム上流部で発生した巨大地すべりは、幅約 900m、長さ約 1300m、移動距離は最大約 320m を超え、地震を引き金とした地すべり規模としては国内有数である。緩い傾斜にもかかわらず 320m 滑動した主要因は、カルデラ湖盆堆積物の堆積過程を反映したものであると考えられる。再滑動した原因である、シルトやシルト質砂層は、地震時に液状化する可能性のある土質材料である。有効応力の低下には液状化が関連していることが示唆されている<sup>1-22)</sup>が、地表面からの深さ 100m というような拘束圧の大きな条件下での液状化については、ダイレイタンス特性が拘束圧に依存するため、未知の領域であり、地すべり機構の解明が進められている。

## (3) 火山活動

火山活動については、平成 23 年に活動が活発化した霧島山（新燃岳）において、大量の降灰による土石流発生のおそれが高まったため、既設砂防設備の除石等を緊急的に実施し、併せて砂防設備等の整備も実施中である。火山活動は火山泥流や土石流等の広域的かつ大規模な土砂災害をもたらすほか、その活動も降雨に比べ長期化する場合が多いことが特筆すべき点である。

また 2016 年 4 月 16 日に発生した M 7.3 熊本地震後の現地調査からは、阿蘇カルデラを横切る地表地震断層が確認されている。その後 10 月 4 日には阿蘇山が 36 年ぶりに噴火しており、阿蘇カルデラ内の活断層と地表地震断層の分布の関係が指摘されている。阿蘇山周辺の地形は火山灰質であり降雨や地震によって崩壊しやすい地山であり、間接的にも土砂災害の原因となっている。

このように火山と地すべり・崩壊は地質性状の脆弱性によって関連が深く、今後注視すべき地点であると考えられる。

### 1.3 本研究の目的と内容

本論文は、上記の背景において地すべりや崩壊が発生する事象を整理し、現在一般的に実施されている地すべり・崩壊の調査・対策・監視においての問題点を整理し、これを補う部分の計測手法を確立することで、今後増加すると考えられる斜面災害のリスク低減に寄与すると考える。

具体的には、これまでの手法において予測が困難であった事例を把握し、モニタリングするための必要な着目点を検討する。容易に広域を把握できる非設置型の計測手法や、安価で多地点に設置が可能な計測手法について検討する。

これにより有効であると考えられた手法について、その適用性を検討して、既存設備の維持管理や地すべり・崩壊の活動性評価のための計測手法の提案を試みたものである。図 1-9 に本論文のフローチャートと構成を示す。また各章の概要を以下に述べる。

第 2 章は、斜面災害の発生源となる不安定な斜面の分布が十分に把握できておらず、かつ不安定斜面に対策された擁壁などのコンクリート構造物の健全性についても十分に評価できていない状況を述べる。これに基づき、動態モニタリングを実施するために効果的な着目点、すなわち斜面の不安定化につながる滑落崖や末端部の特徴的な変状について述べる。斜面災害の被害を未然に防ぐあるいは被害を最小限に抑えるために斜面の動態モニタリングする簡易な計測技術の確立のための着目点を述べる。

最後にモニタリング手法の選定と評価方法について述べる。このうち近年新たに開発された手法も勘案し、地すべり末端部での擁壁の局所的なひび割れや擁壁全体の変状の解析に写真計測を適用し、広域な変動を把握するために航空レーザ計測を用いた変動ベクトル解析を選択した。

第 3 章では、地すべり・崩壊の末端部におけるコンクリート構造物で広く認められる局所的な変状を評価するために、写真測量技術を用いたひび割れ計測手法の基本原則と検証実験を行い現地への適用を行った事例について述べる。

第 4 章では、精密三次元計測法を用いた長大擁壁の変動について基本原則と検証実験を行いその調査結果と評価を行う。

第5章では、航空レーザ測量による三次元点群データを用いた大規模な斜面変動について基本原理と検証実験を行い現場への適用を行った。その調査結果と評価を行う。

第6章では、斜面変動に関する局所～広域までの計測管理の概念を示し、モニタリング手法の提案を行う。

第7章では、本研究で得られた結果を総括して結論とする。

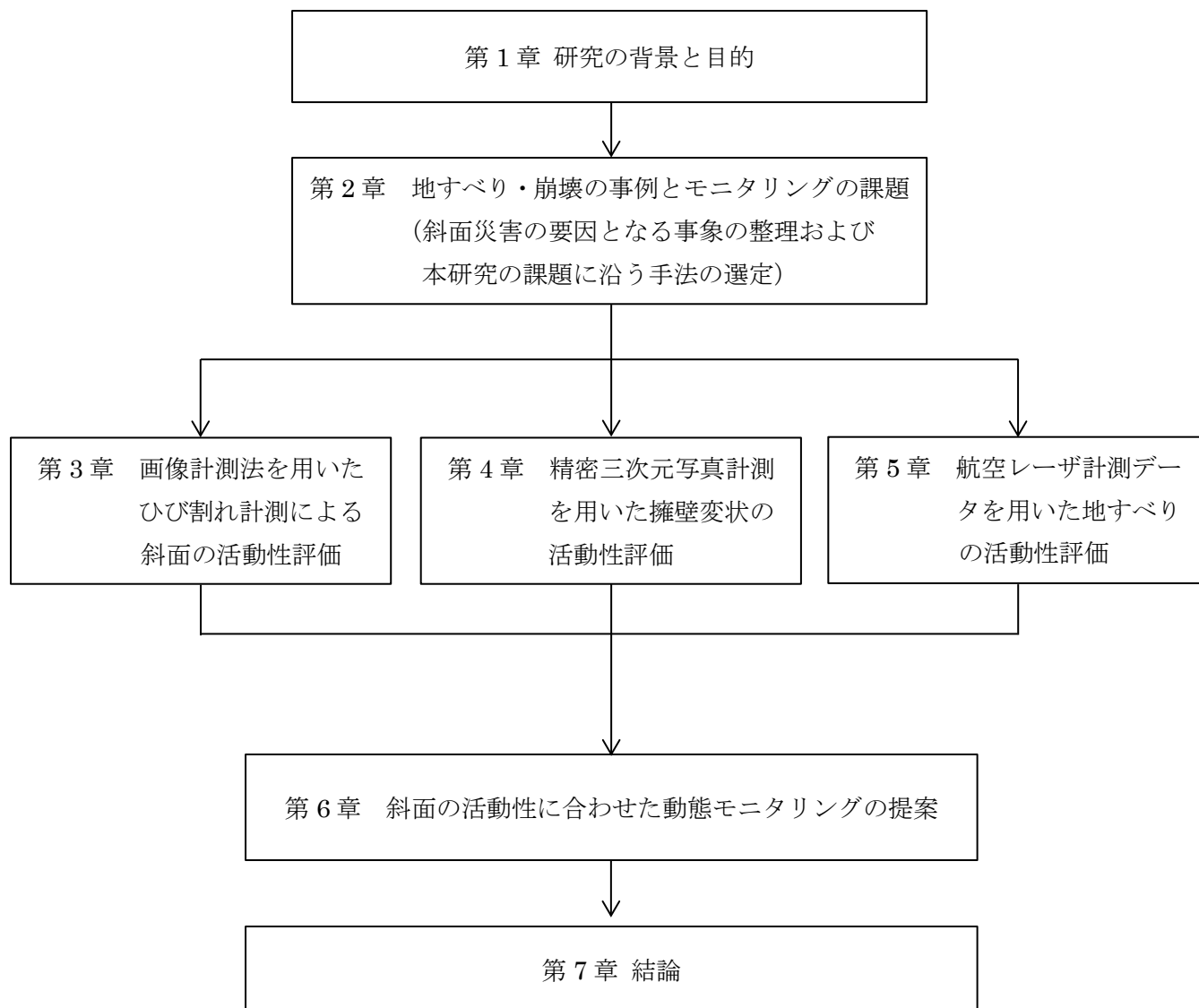


図 1-9 本論文のフローチャートと構成

## 第2章 地すべり・崩壊の事例とモニタリングの課題

### 2.1 地すべり・崩壊に係る事例調査の現状

斜面災害の発生原因となる斜面の崩壊発生メカニズムと対策工の検討、監視および予知については、研究が進められており、多くの知見が得られているが、現在の推定方法では、すべてを網羅することはできていない。本章では、地すべり・崩壊にかかわる既往事例を、広域での崩壊予測事例を中心に整理し、現在推定することができなかった事例を挙げ、計測手法の改善につながる情報を収集する。

#### 2.1.1 地すべり・崩壊の発生事例と発生箇所の推定

##### (1) 地すべりの規模と発生頻度の検討

地すべりの規模と頻度の関係は過去より研究がなされている。有史以前の情報は不明であるものの、発生確率については、1970年代からヨーロッパの崩土量と頻度の検討が行われている<sup>2-15)</sup>。ここでは、崩土量が $10^6\text{m}^3$ のものは10年に1回、 $10^7\text{m}^3$ のものは100年に1回、 $10^8\text{m}^3$ のものは1000年に1回となる目安である。

国内の地すべりの発生頻度と規模との関係については奥田<sup>2-2)</sup>による図2-1に示すように体積が $10^6\text{m}^3$ を超える地すべりは数年に1度、 $10^7\text{m}^3$ クラスは数10年に1度、 $10^8\text{m}^3$ クラスは100年に1度程度発生していることを示している。これは前述のヨーロッパの事例に比べると一桁高い数値となっており、日本特有の活発な地殻変動があることや降雨量による違いと考えられる。次に発生箇所数と規模を比較した事例では、1953年の有田川災害における崩壊箇所は約2300箇所であるが、これらを規模と土量・面積・平均深さを比較すると図2-2のようになり、土量や面積が減少するにつれ箇所数が多くなる<sup>2-3)</sup>、すなわち一度の災害においてという条件ではあるが、小規模な崩壊ほど発生の頻度が高くなることを示している。

このように発生規模と発生確率は明らかではないが、相関があり、大規模な地すべり・崩壊の周辺にはそれより規模は小さいが、多数の不安定な斜面が分布していると考えてよい。



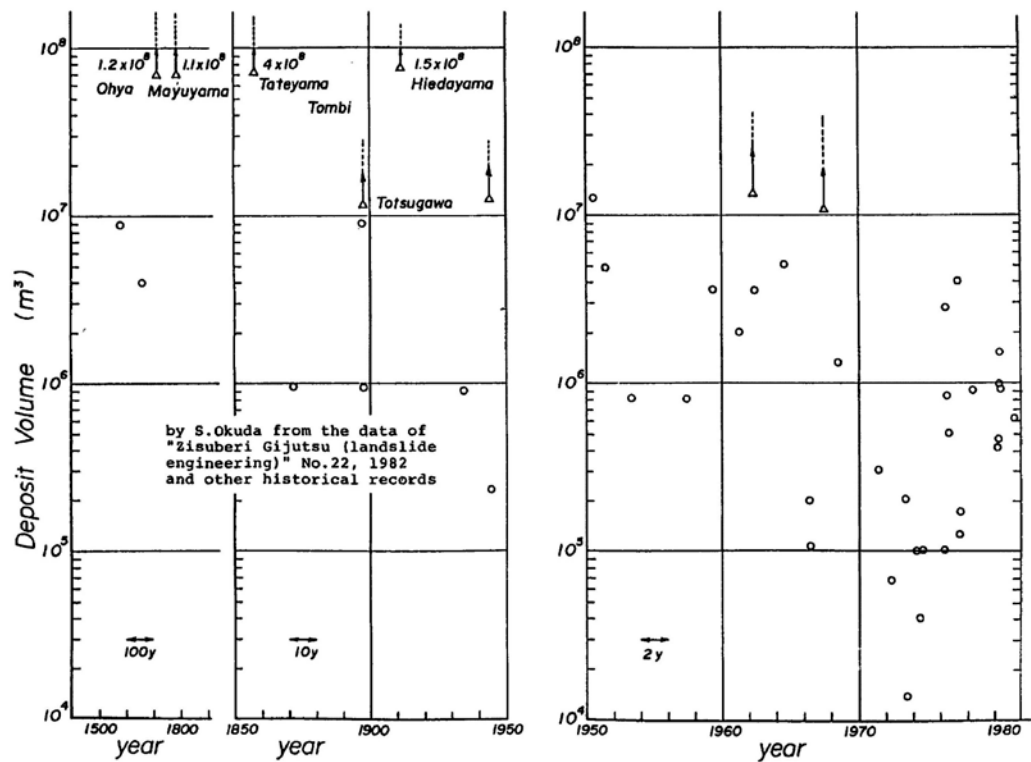


図 2-1 日本の地すべりの発生記録<sup>2-2)</sup>

建設省河川局砂防部傾斜保全課資料に基づき奥田が作成

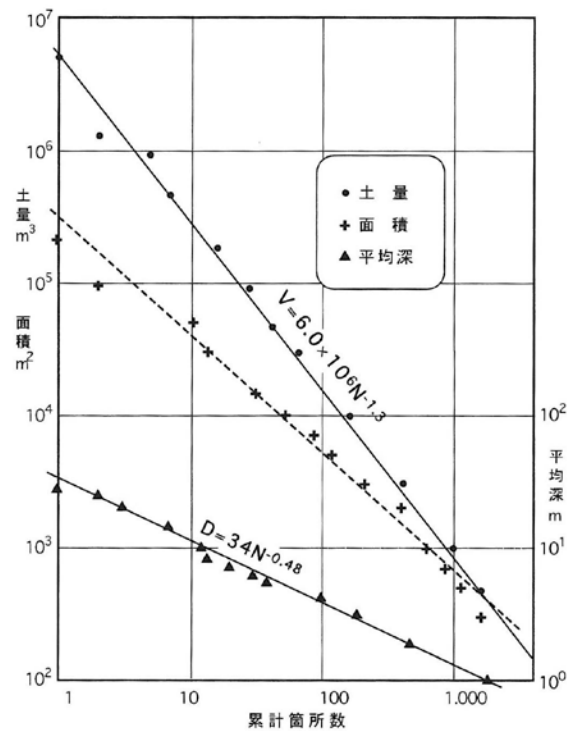


図 2-2 1953 年 7 月和歌山県有田川上流地域における地すべりの規模と箇所数<sup>2-3)</sup>

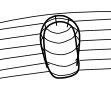
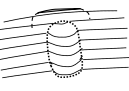
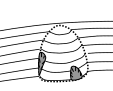
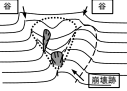
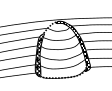

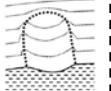





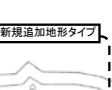
## (2) 地形的特徴の抽出

地すべりは、地震や豪雨などの誘因により初生的なすべりが発生した後、停止期間があり、再度滑動する。これが繰り返された結果、変形の累積による構造要素として特異な地形が出現する。このような特異な地形は、地形的特徴と呼ばれ、地すべりだけでなく表層崩壊など、一般的な崩壊全般に広く認められる。この地形的特徴は、過去に地すべりとして滑動した証拠であるとともに、その後の誘因によって、再滑動する可能性もあることから、地すべり・崩壊の活動性評価や予測を行うための重要な着目点である。この着目する地形の詳細については、続く 2.2 項で整理を行う。ここでは、地形的特徴を用いた広域の斜面調査についての事例をまとめる。

地形的特徴の抽出は、地形解析と呼ばれ、地形図の読図と空中写真判読で実施されてきた。近年ではコンピュータの高速化により、航空レーザ計測による点群を用いて、斜面の傾斜量と開度を組み合わせた表現方法が開発されることで、数値地形データを用いて判読可能となっている。地形図の読図による不安定化した斜面の抽出手法としては、江川によるものがある<sup>2-4)</sup>。たとえば、等高線が不ぞろいで、緊密部と膨張部が不規則な配列をなすことや、尾根や、地形の中腹部に池・湿地などの凹地が見られ、異常に膨らんだ地形を示す、といった定性的な指摘である。また古谷は、主滑落崖と移動体の組み合わせである単位地すべり地形と、地すべり変動範囲の中に認められる亀裂や凹地、段差や小丘などの微地形からなると指摘している<sup>2-5)</sup>。

地形的特徴は、(独)防災科学研究所による地すべり地形分布図の作成に伴い、地すべり地形の輪郭構造や内部構造について時系列的な判断も加えながら整理された<sup>2-6)</sup>。このように網羅的かつ統括的にまとめられた資料は、ハザードマップとして活用も期待されている<sup>2-7)</sup>。これらの判読は、地形・地質技術者による手作業で行われているが、地形的特徴を判読した結果から地すべりの危険度の判定を行うことは十分な経験および熟練の技術が必要である。そこで、八木ほかは、技術者によるばらつきを排除するために評価のプロセスを一般化するため、意思支援システムである AHP (Analytic Hierarchy Process)<sup>2-8)</sup>を用いて判断プロセスを階層構造化して数ある選択肢の中から合理的な意思決定を試みた<sup>2-9)</sup>。この危険度評価は、従来行われてきた空中写真判読による地すべりの再滑動危険度と比較した結果、4つのランクに設定した評価結果と相関関係にあり、広範囲に一般化できる可能性を示した。この他、インフラ構造物であるダム貯水池周辺への地すべり地形判読として実施された例として、**表 2-1** に示すように斜面を構成する地形要素に着目し、その中から斜面の不安定化を示唆する 9 種類の地形タイプを抽出した上で、地形的特徴の明瞭度を区分する提案も行われている<sup>2-10)</sup>。いずれの手法にせよ、地質区分や地質構造、斜面の方角や傾斜によって実際の不安定の程度は大きく変わるため、決まった手法のみで危険度を判定することは困難であると考えられる。ただし、これまで実施された広域的な判読は主に空中写真および既存の地形図である。最新の航空レーザによる地形図や衛星写真によって高精度な地形図が作成されることで新たな地形的特徴が判読される可能性がある。

表 2-1 不安定斜面の地形的特徴とその明瞭度に基づく判読基準表<sup>2-10)</sup>

地形要素	滑落崖や重力性亀裂などを伴うもの	脚部・側部に崩壊地を伴うもの	ガリー状の谷を伴うもの	植生の衰えを伴うもの	河川流路の変化を伴うもの	産錐堆積物を伴うもの
明瞭度 α	<p>地形タイプ①</p>  <p>【明瞭な滑落崖を伴う】</p>  <p>【重力性亀裂を伴う】</p>	<p>地形タイプ②</p>  <p>【凸状尾根・斜面】</p>  <p>【谷や崩壊跡に囲まれた尾根・斜面】</p> <p>脚部・側部に進行中の崩壊地を伴う</p>	<p>地形タイプ③</p>  <p>側部にガリー状の谷を伴い、連続的小崩壊が継続</p>	<p>地形タイプ④</p>  <p>植生の衰え</p>	<p>地形タイプ⑤</p>  <p>新規追加地形タイプ</p> <p>移動体が河川に侵食されず、河川の流路やダム湖岸線を変化させているもの</p>	該当なし
明瞭度 β	<p>地形タイプ⑥</p>  <p>【滑落崖が開析されて不明瞭】</p>  <p>【断層等の組織地形】</p>	<p>地形タイプ⑦</p>  <p>【不安定形状尾根・斜面に崩壊跡を伴うもの】</p>  <p>【進行中の崩壊地と移動体・不安定斜面との関連がない】</p>	<p>地形タイプ⑧</p>  <p>ガリー状の谷が存在するが、移動体とは関連がないもの</p> <p>新規追加地形タイプ</p> <p>移動体内を流下し、分割しているもの</p>	該当なし	該当なし	<p>地形タイプ⑨</p>  <p>新規追加地形タイプ</p> <p>産錐堆積物による斜面で、貯水池湖畔に分布し滑動の可能性があるもの</p>

このように抽出された地すべり地形は、斜面カルテ<sup>2-11)</sup>として国交省によって実施している危険箇所点検の記載が行われている。この斜面カルテには地すべりの保全対象や周辺の土地利用方法、災害履歴などの情報を記載することができる。

### (3) 公開資料による危険箇所推定

#### ①深層崩壊の発生箇所の推定

深層崩壊に関して過去の深層崩壊発生箇所と地形・地質条件との関連を統計的に分析した「深層崩壊推定頻度マップ」<sup>2-12)</sup>を公表している。さらに、深層崩壊に関する調査の第二段階として空中写真判読等による深層崩壊の溪流（小流域）レベルの調査を進め、平成 24 年 9 月、深層崩壊の推定頻度が特に高い地域を中心に、地質条件等が同質の一定区域内における深層崩壊の相対的な危険度を示した「深層崩壊の発生の恐れのある溪流抽出マニュアル（案）」<sup>2-13)</sup>を公表した。深層崩壊の発生箇所の抽出については、①深層崩壊の発生実績のある流域、②深層崩壊の発生と関連性の高い地形的な「ゆがみ・変状」がある流域、③勾配および集水面積が大きい斜面が多い流域、の 3 条件を深層崩壊の発生のおそれのある流域として抽出し、上記の①～③の条件を数多く満たす流域ほど深層崩壊の発生の危険度が高い流域として抽出をおこなった。ただし、地形的な「ゆがみ・変状」は、いわゆる地すべりに特有な地形であり、空中写真判読を行う必要がある。

この手法は、深層崩壊の発生実績が大きな要因となっているが、溪流毎の評価であり、地すべりや深層崩壊の地点自体を推定するわけではないため、本研究の目的とはやや異なる。

## ②地すべりの発生箇所の推定

(独)防災科学技術研究所による地すべり地形分布図は、「地すべりは過去に地すべりが発生した同じ場所や、その周辺地域で発生することが多い」という経験則から、日本全国を 1/50,000 の地形図に地すべり地形の空中写真判読結果を示している。

なお、2011 年の台風 12 号における深層崩壊発生地は、崩壊 20 箇所のうち、地すべり地形分布図で判読した地域と場所・範囲が概ね一致した箇所が 7 箇所で、一部が一致した箇所が 5 箇所の合計 12 箇所となった。また 6 割が崩壊発生前に地形的な危険性箇所として抽出されていた<sup>2-14)</sup>。これは地すべり地形を有する斜面が再滑動を生じるという可能性を証明するものであるが、地すべりの規模や滑動性、安定性について評価は実施されていない。また各地すべりの今後の活動性の有無についても、降雨や地震の規模によって連動するため、判断することが難しいのが実情である。

## ③地方自治体などの地すべりや急傾斜地の指定

斜面災害が発生する箇所のうち人家がある場合など社会生活に大きな影響を与える区域については、地方自治体ごとに地域の設定が行われる。

砂防指定地、急傾斜地崩壊危険区域、地すべり防止区域の設定は、地域の自治体が指定するが、この指定地は民間の家屋や地物に影響のある地点に限られる。これには道路も含まれるが、直接影響のない斜面では選定されることはない。砂防分野においては、土砂量の解析などにより砂防ダムの設置や河川の改修が行われている。

## (4)まとめ

以上、地すべり・崩壊の発生事例と発生箇所の推定について取りまとめた。現在、国土交通省を中心に研究が進められ、まとめられている各種の危険度マップは、地域のハザードマップ作製にも有効であり、例えば、DIG (Disaster Imagination Games) などで専門の技術者と市民、行政が行動訓練を行う貴重な資料となり、常に最新技術による危険度マップの高精度化が望まれる。

実際に特定できる地すべり地形と崩壊の発生箇所の推定は過去より実施されており、空中写真や発生事例の検証により把握され上述の通り公開資料として整っている。しかしながら予測の程度は、5 割程度であり今後の豪雨・地震事象が増加することを考える十分ではないと考える。本研究では、モニタリングについて検討を行う前に、上記の的中率が 5 割程度となっている原因を把握する必要があると考えた。そこで近年発生した斜面災害のうち、事前の発生推定ができなかった事例や、困難であると考えられた事例について検証を行う。

2.1.2 予測困難な地すべり・崩壊の事例

上記のように様々な事例研究がおこなわれているものの近年では、豪雨や地震の災害の規模も未知な事象が発生するなど、これまでの経験以上の事態に遭遇することが増加している。数 km 上流の斜面から地すべり・崩壊の堆積物が流下する土石流による被害も増加している。特に異常気象を誘因とした地すべり・崩壊の発生は、たとえばダム設備周辺だけ

でなく、貯水池に係る広大な流域面積が対象となり、そのリスクを把握する取り組みが重要である。以下に近年直面した対応の困難な事例を示した。



(1) 事例 1：未知の斜面における初生すべりが発生した事例

平成 23 年（2011）7 月 19 日、台風 6 号により、奈半利川流域の平鍋観測所では最大 24 時間雨量 798 ミリ、連続雨量 1,067 ミリという未曾有の豪雨を記録し、平鍋地区、小島地区、和田地区で深層崩壊を起因とした土石流が発生した。特に平鍋地区では、国道 493 号の寸断や、平鍋ダム貯水池への土石流流下に伴い発生した段波がダムを越流するといった影響があった<sup>2-15)</sup>。

崩壊土砂量は、図 2-3 に示すように 17 万 m<sup>3</sup>であるが、下流の平鍋ダムへの崩壊は 34 万 m<sup>3</sup>と倍となって貯水池に流入した。本地点は、以下の図 2-4 に示すように、地滑りマップに記載されていない。また、自治体の地すべり指定地にも指定されていない。ただし、周辺には滑落崖や移動体が記載されている。また平鍋の集落の緩斜面は上位の谷地形からの土石流の堆積物による扇状地形となる、崩壊量が多いことを示唆している。

区間		変動量(侵食) (m <sup>3</sup> )	変動量(堆積) (m <sup>3</sup> )	崩壊残土量 推定値(m <sup>3</sup> )	上流からの流出土砂 を考慮した土砂収支 (m <sup>3</sup> )
		区間収支(m <sup>3</sup> )			
1	崩壊地	197,997	1,494	17,702	178,801
		178,801			
2	直線区間	82,064	5,035		255,830
		77,029			
3	段丘地形区間	28,639	3,652		280,817
		24,987			
4	屈曲区間	17,117	5,898		292,036
		11,219			
5	直線区間(谷出口)	22,022	3,439		310,619
		18,583			
6	国道～ ダム貯水池区間	9,185	1,797		318,006
		7,387 流域外より持ち込まれた 崩土土砂6,678m <sup>3</sup> を除く			
ダム流入地点より 上流の合計		357,023	39,017		
		318,006			

図 2-3 平鍋地区深層崩壊の概要<sup>2-15)</sup>

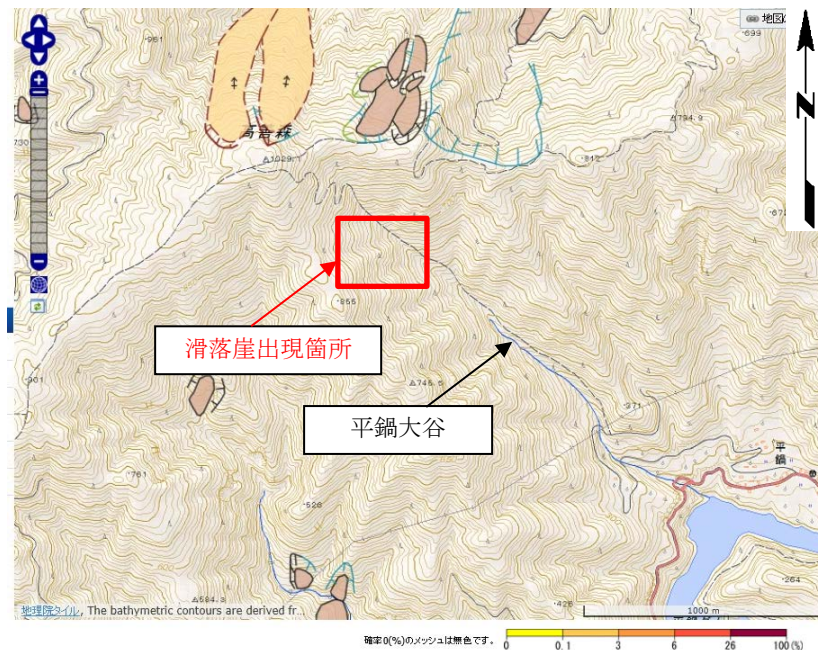


図 2-4 J-SHIS 防災科学研究所地すべりマップ<sup>2-16)</sup>より

次に航空レーザ計測結果から、崩壊地周辺の、崩壊発生前後の微地形の変化を見る<sup>1-15)</sup>。図 2-5、図 2-6 として示した範囲が崩壊地周辺地形を示す。航空レーザ測量結果は、標高を色分けし、グレーが濃くなるほど斜面傾斜が大きくなることを示す。この斜面傾斜の変化より、斜面上の遷急線と、そのうち過去の崩壊により形成された遷急線が、崩壊前の微地形を示す図 2-5 に示している。なお、今回の崩壊地の周辺には多くの崩壊跡地が確認されており、既往の崩壊地が多い。そして崩壊跡地は斜面上部の稜線上の山頂緩斜面の辺縁部(A)に存在するものと、今回の崩壊地の北方に隣接する浅い谷状斜面の内部に存在するもの(B)がある。稜線上の緩斜面は上下 2 段の遷急線を有している(C)ことから、山体が重力変形し、緩斜面が下方へクリープしていることを示すと考えられる。稜線付近の崩壊跡地(A)はこの変形により生じた大規模な崩壊の痕跡と推測される。また後者(B)は上記の大規模崩壊により生産された土砂が、谷状斜面に堆積して形成された崖錐の小規模な崩壊であると推測される。また今回の崩壊にあたる部分を見ると、崩壊したのは小尾根末端に広がる斜面であり、直上の小尾根上には小規模な緩斜面(D)が存在する。崩壊源頭部にあたる部分は急斜面(E)となっていて、中腹部には不明瞭ではあるが、2 本の遷急線があり、その下部斜面の傾斜は緩い。これらの遷急線は過去に崩壊が発生した際の崩壊冠頭部であり、その下に崩壊土砂が堆積して崖錐斜面(F)を形成したと考えられる。崩壊後の微地形を示す図 2-6 を見ると、今回は緩斜面直下の急斜面(E)と、その下の緩傾斜の崖錐(F)を含んだ部分が崩壊したことがわかる。このように詳細な微地形の判読によって事前に崩壊に特定な地形を判読することができているものの、この地形情報のみで不安定化している、あるいは滑動する斜面と判定することは難しいと考えられる。



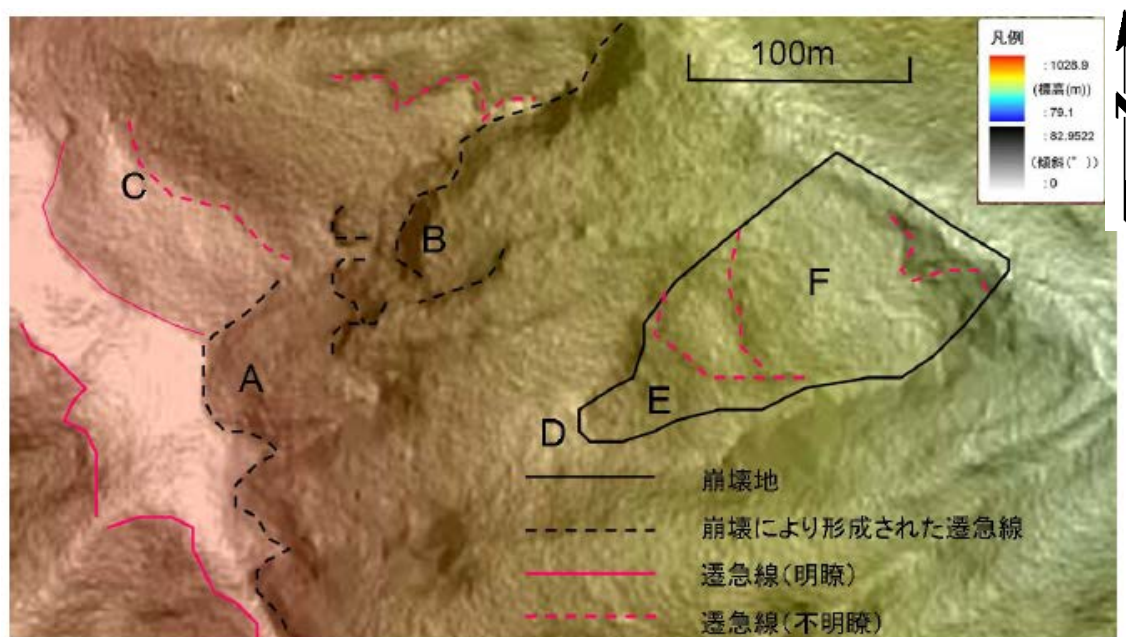


図 2-5 平鍋地区崩壊前の微地形<sup>1-15)</sup>

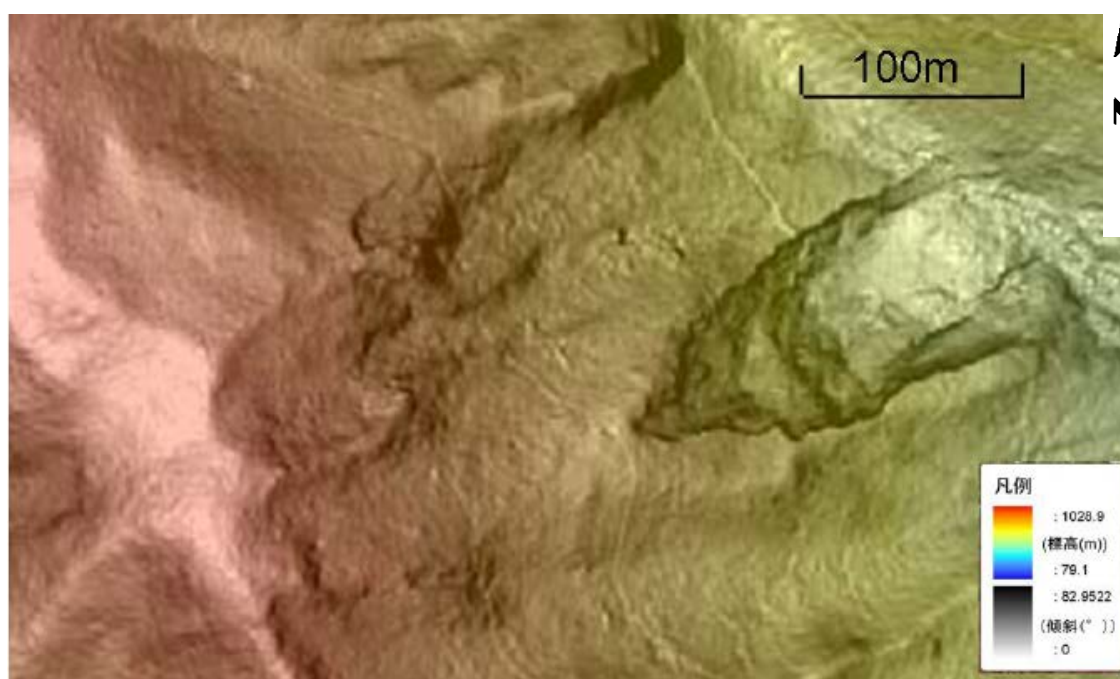
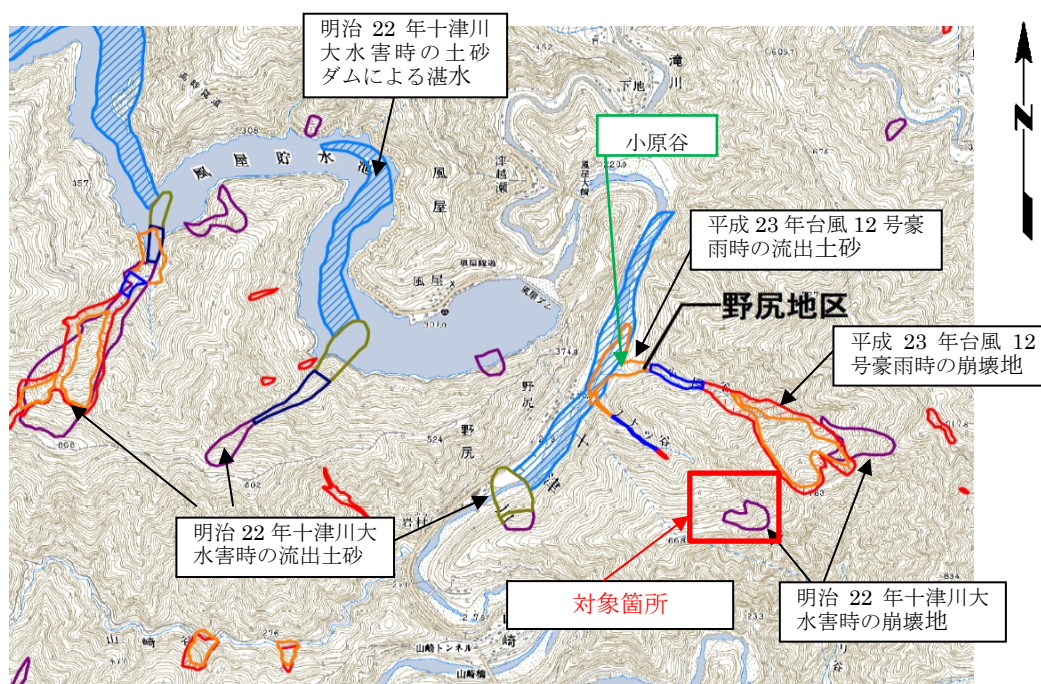


図 2-6 平鍋地区崩壊後の微地形<sup>1-15)</sup>

## (2) 事例 2：隣接する箇所に地すべり跡地が確認できる流域

事例 2 は、十津川流域の豪雨災害に関するものである。台風第 12 号が、2011 年 9 月 2 日から 5 日にかけて西日本を横断し、特に紀伊山地に 2000mm を超える降雨をもたらし、50 箇所以上の深層崩壊を発生させた。十津川水系の風屋ダム付近では、2011 年台風 12 号の豪雨において多数の地点で深層崩壊・表層崩壊が発生した。周辺では、**図 2-7** に示すように平成 23 年の災害時だけではなく、明治 22 年の災害でも土砂災害が発生している。土砂災害の発生は一般住居や発電構造物に隣接し、大きな影響を与える。実際に本地点の上流に位置する関西電力の長殿発電所は、宇宮原の深層崩壊による土砂が増水した河川に突入し上流へ向かった津波（段波）により破壊されている。



**図 2-7 熊野川水系、風屋ダム付近の崩壊地分布（地形図はダム湛水後）**

「奈良県 紀伊半島大水害 大規模土砂災害アーカイブ」2-17) に加筆

**図 2-8** には、災害後に電源開発株式会社が撮影した航空レーザ測量による 1m コンタ等高線図とオルソ画像を示す。これによると、オルソ画像では確認できない不連続線が約 200m にわたって伸張していることが確認できる。これらは、**図 2-9** に示す現地調査で前年の台風 12 号豪雨による谷向き小崖と確認されている。このようにレーザ測量による精度の良い地形図を作製することは、これまでにない未知の微地形が抽出できることになる。なお明治 22 年の崩壊地は植生が再生しており、周辺の未崩壊部分の植生の生育状況と殆ど変わらず、空中写真判読やオルソ画像による崩壊地の区別は困難である。この滑落崖は約 200m の連続性が確認できたが、地すべり移動体としての範囲の設定には至らず、規模の設定も概略となり今後の監視対象となった。しかしながら立地上の問題から計測機器の設置が不可能であり、対象箇所までのアプローチも数時間必要とすることから、要注意箇所として抽出す



るのみにとどまっている。

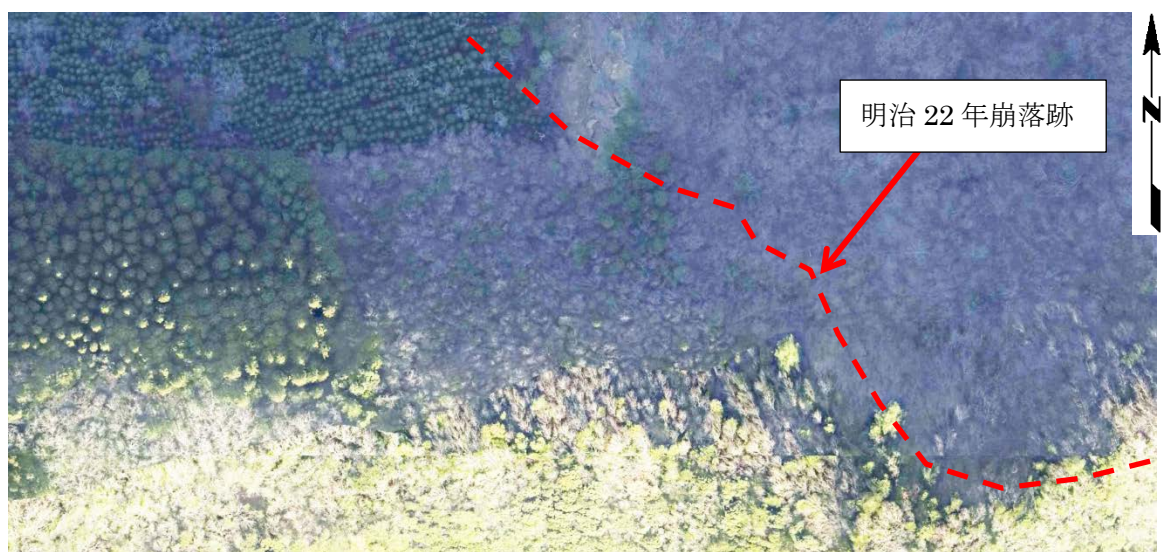
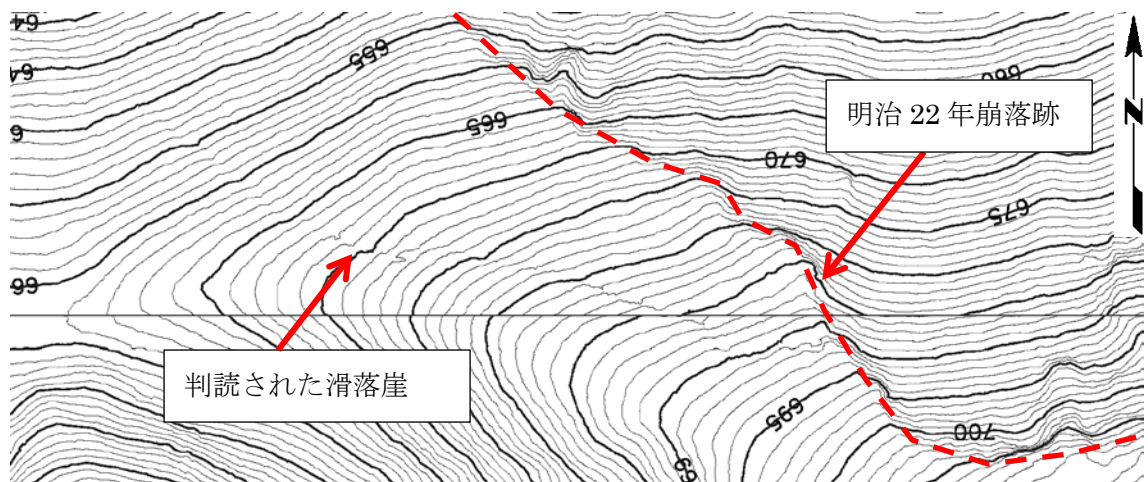


図 2-8 明治 22 年十津川水害の崩壊地と滑落崖（電源開発株式会社提供）

上：1m コンタ図 下：オルソ画像



図 2-9 現地踏査における状況写真

滑落崖は高さ 50 cm, 幅 30 cm の段差であり連続が良い。滑落崖は、コケなどの付着は無く褐色で細粒分の多い崖錐堆積物である。

### (3) 事例 3：対策工を行う予定のない不安定斜面

事例 3 の対象地点は、十津川の中流域において土捨場調査に伴う航空レーザ測量による地形図作成で確認できた地すべり地形である。現地状況から平成 23 年の紀伊半島の豪雨災害で活動したと考えられるが、現地は過去に簡易水道が敷設された程度で、道路や民家などの民間設備は無く、わずかに植林の痕跡があるほかは整備されていない山地である。地形的にも周辺の道路（国道や村道）から見通せない死角に位置することから、滑動が一般に知られることがなかった。なお図 2-10 に示すように地すべり分布図に記載は無い。ただし図 2-11 に占めすように、空中写真では末端部に崩壊地が認められる。

対象地点の地質は、白亜紀後期の四万十帯に相当し、日高川層群丹生之川類層の泥岩層からなり、南側には砂岩層からなる。地質構造は NW～EW で  $50\sim 80^\circ$  で北傾斜となっているが一部、南傾斜の箇所も確認されている。文献断層で明瞭なものは認められない。周辺には平成 23 年に発生したものだけではなく、明治 22 年の十津川水害や、さらに過去に発生した地すべり・深層崩壊の発生が確認されている。

電源開発株式会社による航空レーザ地形図の作成後、微地形判読を実施したところ、図 2-12 および図 2-13 に示すように地すべり地形を判読することができた。

現地踏査およびボーリング調査を行った結果、地すべり面と推定される軟質部と堅岩部の境界を確認し、地すべり面を確認でき、地すべり移動体であることを確認できた。地すべり岩塊中にも複数のせん断面を確認できており、地表の微地形（滑落崖、小崖など）と関連のあるものを区分し地すべりのブロックを複数に分けることが可能となった。

全体の崩壊のメカニズムは末端部の崩壊が顕著であり、末端の緩斜面付近に小崖が多いことから下段のブロックが崩壊することで、連鎖して全体の活動が生じたと考える。地滑りは、比高 280m、平均傾斜角度は約  $35^\circ$  である。地すべりブロックの規模は最大で 580 万  $m^3$  に達するが、末端部の崩壊が確認されており崩壊進行の可能性の高い地すべりブロックは 23 万  $m^3$  である。

現地の滑落崖は、写真 2-1 に示したようにいずれも明瞭であり、平成 23 年に数 m 程度滑動した可能性が高い。対象斜面の末端部の崩壊も進行中であることから、通常の降雨や自然崩壊においては、表層崩壊のリスク、異常気象による豪雨・地震の発生においては、深層崩壊のリスクを検討する必要がある。いずれの崩壊が発生した場合にも、崩落する河川勾配が小さいため、土砂ダムが形成することになる。この土砂ダムが決壊すれば下流のダムに影響する可能性が考えられるため、土砂災害のリスクが生じることになる。現在では孔内傾斜計により年複数回の計測を行い、滑動状況のデータ収集を行っている段階である。

このように、高精度の航空レーザ計測は、事前の文献調査等で認められない数 10 cm の滑落崖地形を確認することができたことで、リスクを把握することができた事例である。



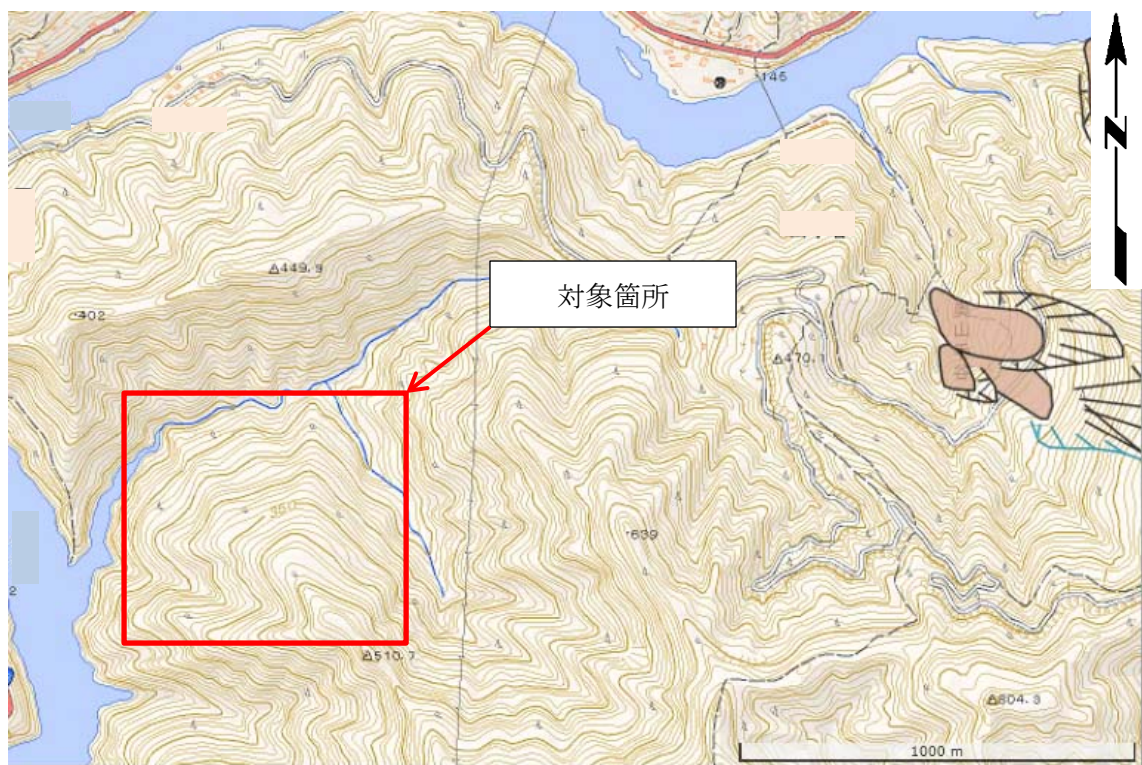


図 2-10 防災科学研究所地すべり分布図（J-SHIS による表示） 2-16)



図 2-11 該当斜面の鳥瞰写真(北側からの撮影)





図 2-12 航空レーザ測量による地形起伏図（電源開発株式会社提供）

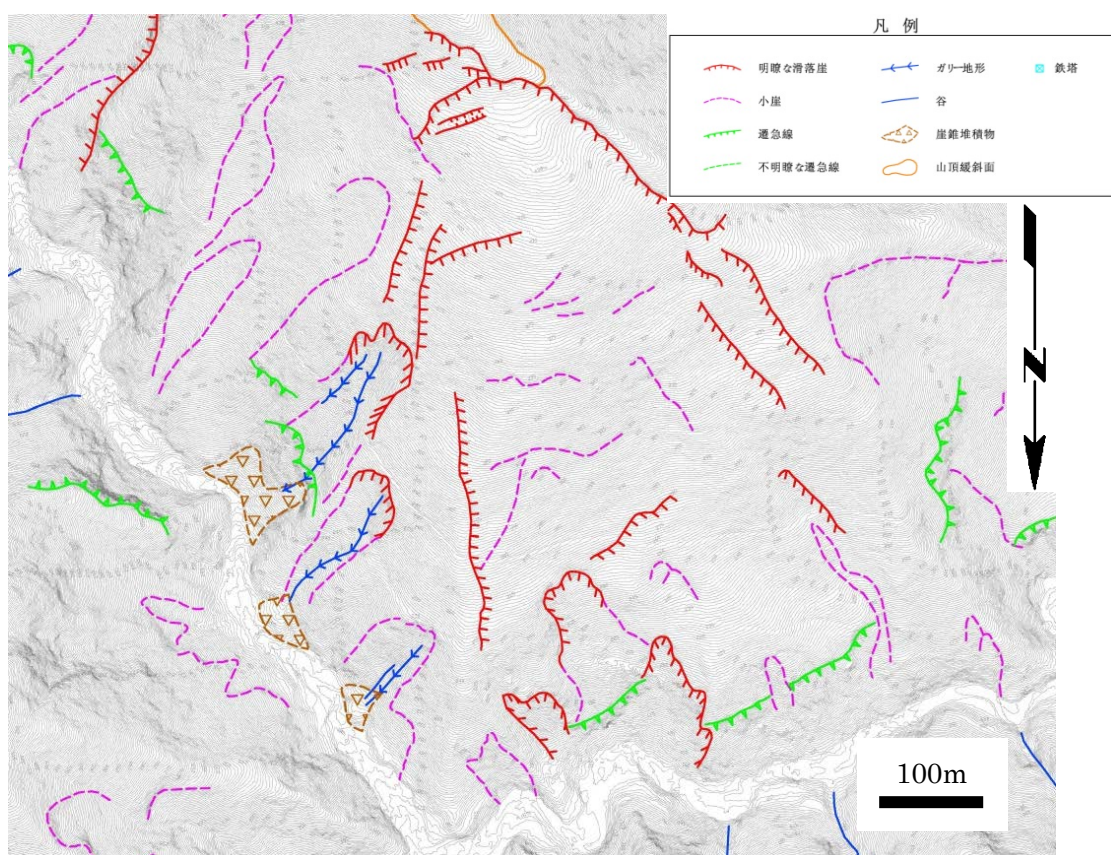


図 2-13 対象地域の微地形判読図（電源開発株式会社提供）





- (a) 頭頂部の滑落崖は、高さ 2～5m で明瞭. コケや植生の付着が少ないことから数年以内に発生した可能性が高いと考えられる.
- (b) 滑落崖は、流盤の砂岩に、明瞭な条線が確認できており、岩盤滑りである.



写真 2-1 頭頂部滑落崖 流盤の砂岩露頭



写真 2-2 移動体内の小規模な滑落崖と側方崖

- (a) 移動体斜面内の新しい滑落崖、高さ 50 cm で 100m ほど連続している. (b) 側方の滑落崖、高さ 2m 側方崖には褶曲し劣化した粘板岩が分布している

#### (4)事例4：インフラ構造物付近で発生する地すべり・崩壊

事例4は、地震を誘因とする土砂災害の事例であり、平成28年4月に発生した平成28年熊本地震において4月16日の本震(発生時刻1時25分、M7.3、黒川第一発電所近傍で震度6強)により水路やヘッドタンク等の設備が損壊し、発電用水が流出する事象が発生したものである。

##### ①崩壊に関する経緯と調査報告<sup>2-18)</sup>

発電所のヘッドタンク付近では、崩壊に伴いヘッドタンク及び周辺設備の損壊により約1万m<sup>3</sup>の発電用水が流出した。水と土砂の流入によりヘッドタンク下方に位置する南阿蘇村新所区が被災した。また、阿蘇大橋付近では、斜面の崩壊による水路埋没、埋没に伴う水路閉塞により約20万m<sup>3</sup>の発電用水が流出した。

本地点は、阿蘇山のカルデラ地形を示す場所であり、急崖を呈するカルデラ壁付近(立野火口瀬内に位置するヘッドタンク付近の斜面もこの地形に該当)と降下火砕物が厚く堆積した中央火口丘群での崩壊発生したものである。

本地点の地質は、**図2-14**に示すように先阿蘇火山岩類(地質年代：約220～45万年前)に属する凝灰角礫岩が基盤をなしており、この層はヘッドタンクなど構造物の基礎となっている。基盤である凝灰角礫岩の層を覆うように安山岩が分布しており、この層は崩壊斜面の頂部及び崩壊斜面上方で確認した。基盤である凝灰角礫岩の上には、安山岩や凝灰角礫岩の礫と細粒の基質部からなる層(古期崩壊堆積物)が不整合に覆っており、この層は立野火口瀬形成以降に発生した崩壊や土石流などが堆積して形成されたものと推定される。表層部には、ローム層(火山灰質土)、崖錐堆積物が被覆している。

崩壊形態に関して崩壊土砂には、火山灰質土や崖錐堆積物などの表層堆積物だけでなく、地山の地層を構成する安山岩・凝灰角礫岩の岩塊も含まれることから、崩壊は岩盤を巻き込んで発生したと推定される。**図2-14**に示すボーリングや露頭にみられる岩盤状況をもとに、崩壊前の岩盤状況について推定を行っている。今回の地震により崩壊した岩盤は、A崩壊がCL級の安山岩及びD級の凝灰角礫岩の部分、B崩壊がD級の凝灰角礫岩の部分であったと推定される。崩壊斜面内でみられる安山岩には硬質ながら著しい割れ目の開口、凝灰角礫岩には風化の影響と割れ目の開口を確認した。このことから、地震の影響で表層側の岩盤部に割れ目の開口による緩みが発生して、表層側の岩盤部が崩壊したと推定される。

##### ②崩壊の発生

本地点においては、付近に阿蘇山起源の火山性の堆積物が分布していることから、地質的な素因としての危険度は当初から高いと考えられる。一方、自然現象の誘因の進行、すなわち小規模な崩壊や崩壊地が認められたか、という情報は入手できなかった。公刊資料のうち、**図2-15**に示すように地すべり地形分布図には、崩壊した地点については判読されていない、しかしながら、崩壊した溪流の本流上流、崩壊地の北約300mには、不明瞭な滑



落崖と移動体堆積物が判読されており、この溪流が土石流を発生させていることは考慮することができる。

発電所の水路構造物は標高差を必要とすることから尾根状の地形に設置されることがあるが、サージタンクや水路管などの設備は尾根と並行の方向に位置することは多数あるため、地震動に対しては厳しい条件となる、また今回の斜面災害の事例は、直下型地震を誘因としたものであるが、局所的な豪雨となる場合には地質条件も重なって崩壊するリスクも有していると考える。

なお本事例の災害事前の微地形は国土地理院により撮影されている。急傾斜であるものの明瞭な微地形の有無は不明である。このように微地形判読を目的とした高精度なレーザ計測による地形図があり、数 10 cm の滑落崖などが存在していることを確認ができていれば事前に対策を行えた可能性がある。このように事前にリスクを把握することができることで、対象方法も異なっていた可能性がある。しかしながら九州を含む西南日本においては植生が濃いために、通常のレーザ計測と解析では数 10cm の微地形判読図ができない可能性もあるため、技術的な開発も課題となる。

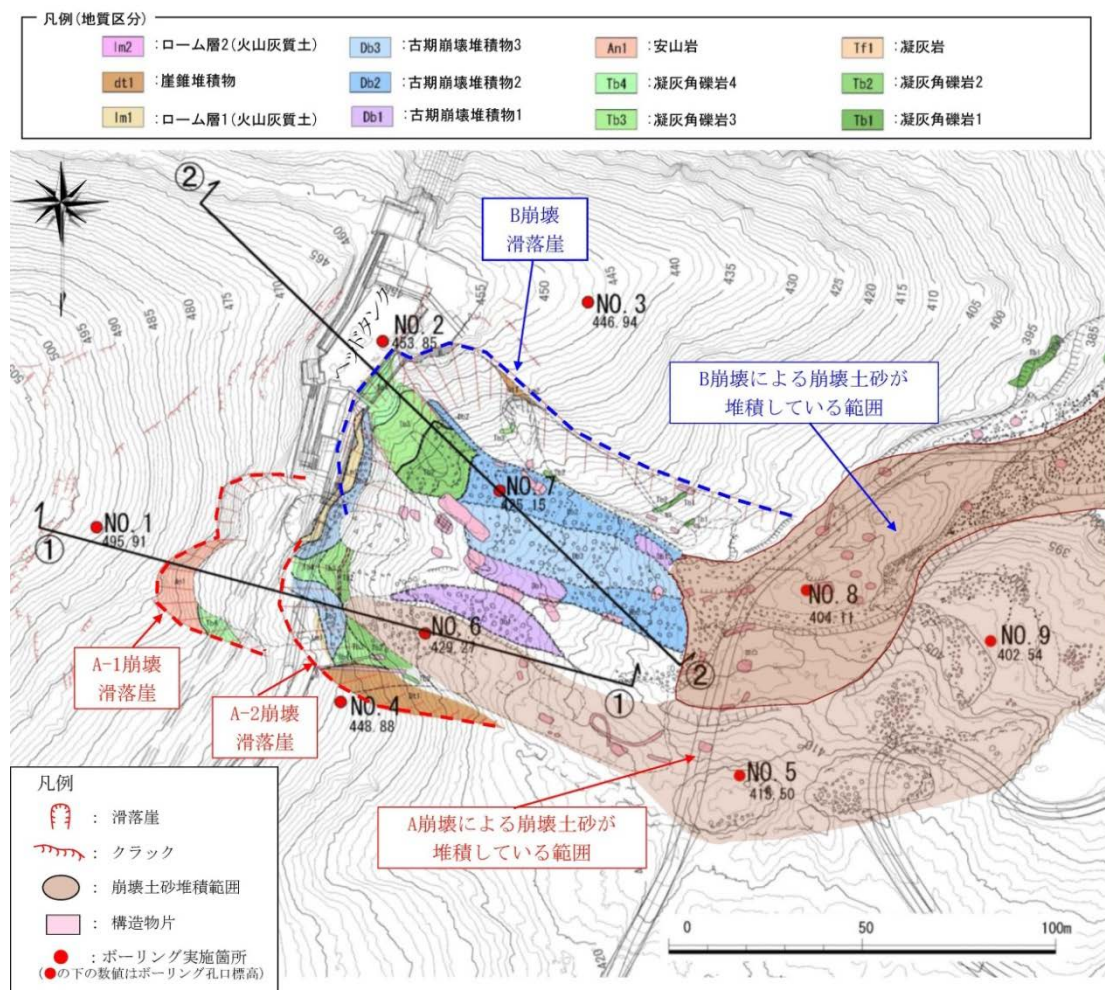


図 2-14 黒川第一発電所ヘッドタンク付近の地質平面図 2-16)

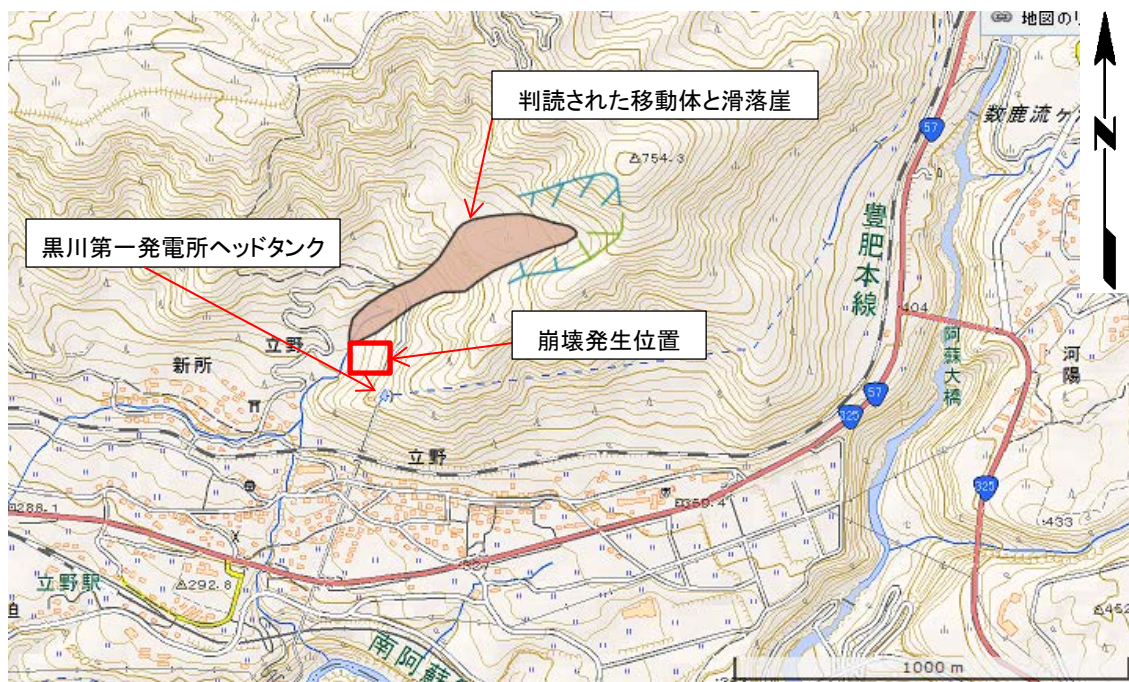


図 2-15 黒川第一発電所付近の地すべり地形分布図（J-SHIS による表示）<sup>2-16)</sup>

#### (5) 事例 5：地すべり指定地内の緩慢なひび割れ進行

事例 5 は、地すべり指定地の末端部に位置する地点である。本地点には民家が分布するほか、発電設備の管理用道路進入口も地すべり防止区域に指定されている。地すべり自体は、県による管理下にある。現地では、顕著な割れ目が多数認められる。特に道路の川側は盛土と考えられるが、川側と山側の擁壁両方に亀裂が認められている。道路の沈下は認められておらず、斜面の川側への押し出しが認められるのみとなっている。

現状では、測量ピンによる計測が行われているが、道路の端部の 2 箇所で計測されているのみであり、道路川側の盛土沈下は緩慢であると思われ、急激に変状が拡大することはないものと思われる。しかしながら、今後の異常気象による路盤の沈下や亀裂の拡大が進行する可能性が考えられる。



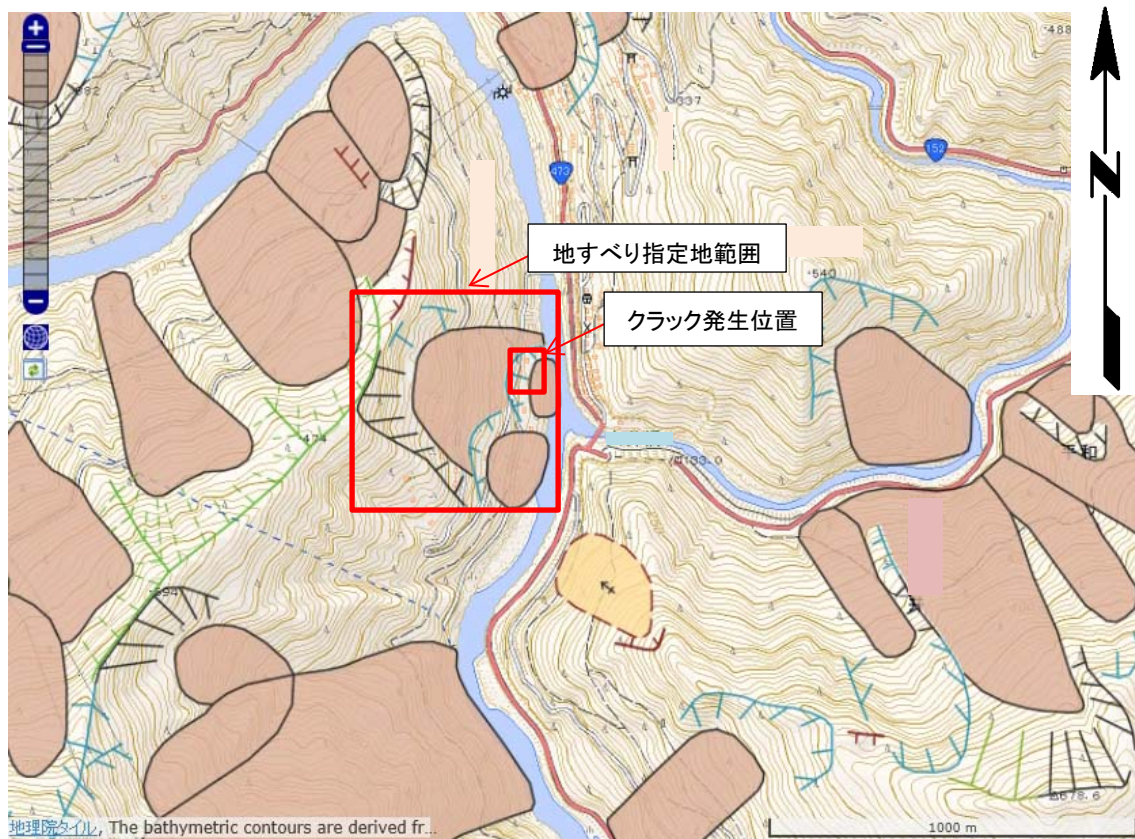


図 2-16 地すべり指定地と末端部に敷設された道路（J-SHIS による表示）<sup>2-16)</sup>



図 2-17 地すべり指定地に敷設された道路における地形の変状

### 2.1.3 事例調査のまとめ

事例調査の結果を以下にまとめる。

- ① 奈半利川における平鍋地区の深層崩壊については、詳細な微地形の判読によって崩壊前に特徴的な地形を判読することができているものの、この地形情報のみで不安定化している、あるいは滑動する斜面と判定することは難しい。この深層崩壊は付加体である四万十帯の砂岩・泥岩の複雑な地質構造が原因である。ただし、特徴的な地形は判読されていることから、これらの幅の拡大、連続地形の伸長について着目し、複数時期の差分による変化を把握することで、予測が可能になると考えられる。
- ② 紀伊半島大水害における風屋ダム下流の地すべり跡地の新規滑落崖については、高精度の航空レーザ計測により、旧地すべり地に隣接する地点において微地形（小崖）が抽出できた。この滑落崖は約 200m の連続性を有していたが、地すべり移動体としての範囲の設定には至らず、規模の設定も概略となり今後の監視対象となった。しかしながら立地上の問題から計測機器の設置が不可能であり、対象箇所までのアプローチも数時間必要とすることから、要注意箇所として抽出するのみにとどまっている。この微地形すなわち滑落崖は明瞭に判読されていることから、これらの幅の拡大、連続地形の伸長に着目し、複数時期の差分を把握することで、予測が可能になると考えられる。
- ③ 紀伊半島山地における新たな滑落崖が確認された事例は、滑落崖はいずれも明瞭であり、さらに末端部の崩壊も進行中であることから、通常の降雨や自然崩壊においては、表層崩壊のリスク、異常気象による豪雨・地震の発生においては、深層崩壊のリスクを検討する必要がある。現在では調査ボーリングを実施済みでありこの時設置した孔内傾斜計により年複数回の計測を行い、滑動状況のデータ収集を行っている段階である。周辺に構造物がないために、本地点は対策工や監視を行う予定がない。しかしながら現状のままでは再滑動のリスクを有することになる。前回の降水量や直下型地震が発生して崩壊が生じれば土砂ダムとなり、下流の貯水池に影響が考えられるため、最低限のモニタリングを実施する必要がある。
- ④ 黒川第一発電所の事例においては、発電所の水路構造物は標高差のある尾根状の地形に設置されることが多い。特にサージタンクや水路管などの設備は尾根と並行の方向に配置されることが多く、地震の規模によって局所的に不安定となる場合には地質条件も重なって崩壊するリスクを持っていると考えられる。本事例においては、地震発生前の微地形は国土地理院により撮影されているが、急傾斜であるものの明瞭な微地形の有無は不明である。このような地点についても微地形判読を目的とした高精度な

レーザ計測による地形図があり、数 10 cm の滑落崖などの微地形の判読および評価ができていれば事前に対策を行えた可能性がある。このように事前にリスクを把握することができることで、対応方法も異なっていた可能性がある。

- ⑤ 地すべり指定地の末端部の事例は、顕著な割れ目が多数認められる。現状では、測量ピンによる計測が行われているが、道路の端部の 4 箇所計測されている。現状において道路斜面下側の盛土沈下は緩慢であり、急激に変状が拡大することはないと安定していると思われる。しかしながら、今後の異常気象による路盤の沈下や亀裂の拡大が進行する可能性が考えられる。このような擁壁の変状などの第三者への遭遇確率の低い箇所は、逆に発生頻度も高いことになるが、地点数が多いことから、十分な監視ができていないとは言えない。ただし、すべてをリアルタイムモニタリングすることはコストの課題があることから、簡易で多数設置できる手法が必要であると考えられる。

以上のように斜面災害の発生は、1 章で記載したように気象による降雨量が増加する可能性が増えるだけではなく、発生箇所を正しく推定することも困難である。多雨により地盤内の地下水が、高位な状態のままになり地盤が緩んできている可能性もある。特に、活動が明瞭化しておらず、平常時の変位量が不明で豪雨時のみ滑動するような斜面が多く存在している可能性があることを考えると、このような場合には、災害被害を未然に防ぐあるいは被害を最小限に抑えるために斜面の挙動をモニタリングする計測技術の確立が必要である。特に、緩慢な地すべりについては、その変動を把握することが困難となっており古くより課題となっている<sup>2-19)</sup>。また地すべり地形が明瞭だとしても、どのような豪雨や地震で再滑動するかの判定は難しい。本項での事例の検討から、以下の課題があげられる。

- ① 既存の地すべり地形が再滑動するだけでなく、地形条件が十分に確認できない未知の不安定斜面において崩壊が発生している。崩壊で生じる特長的な地形は、植生に隠されることがあるため、空中写真やオルソ画像だけで判読することは難しい。
- ② 豪雨によって再滑動、あるいは新規に崩壊した場所は明らかとなるが、隣接する斜面については、次回以降の降雨時に崩壊が発生する可能性がある。
- ③ 地形的特徴が明らかになっているものの、崩壊により直接の被害が発生しない場合、すなわち落石や擁壁の変状などの第三者への遭遇確率の低い箇所は、逆に発生頻度も高いことになるが、これらは地点数が多く、すべてをリアルタイムモニタリングすることはコストの課題がある。

上記のような発生が予測することが困難な斜面は自然斜面や人工斜面に限らず多く存在すると考えられる。これらを解決するために、斜面モニタリングが重要であり、必要な着目点を次項で整理し適切な動態モニタリング手法を選択する基礎資料とする。

## 2.2 動態モニタリングの着目点

本章では、2.1 項で得られた斜面災害の事例に基づき、課題を整理し斜面の動態モニタリングを実施するために効果的な着目点の検討を行う。

斜面災害の発生の問題はいつ、どこで、どのようなタイプで、どのような規模で発生するかが重要である。これには地質、降雨や地震などの要因（素因・誘因）が相互に関連する問題である。多くの崩壊予備群は、活動が明瞭化しておらず、かつ平常時の変位量が不明で地震・豪雨などの自然現象が誘因となった時のみ滑動する。しかし、すべての箇所で一般的な監視機材を設置することには費用対効果の面で課題がある。そこで崩壊の被害を未然に防ぐあるいは被害を最小限に抑えるためには、簡易な計測技術の確立が必要である。また変動量が不明な段階で設置機材を配置することはできないため、面的な変動を捉えることで情報を補うことが可能となる。

本項ではこれらの可能性に対してどのような現象や事象が認められるか、または、どのような特徴的な地形を抽出する必要があるかについて整理を行う。

### 2.2.1 地すべり・崩壊に伴う変動事象の特性

地すべりにおける主な変形構造と空間構成領域の区分について図 2-18 に示した。また表 2-2 には、地すべりによる変形構造の要素を地表面変形構造、地中変形構造およびそれぞれの変動域に区分した事例を示す。

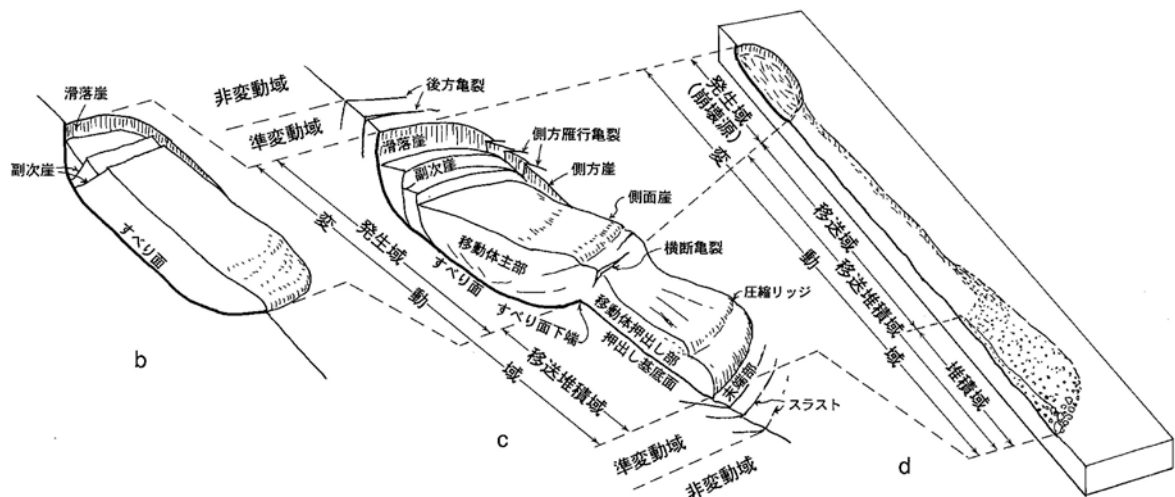


図 2-18 おもな地すべり様式による空間構成領域と変形構造<sup>2-20)</sup>

変形構造は、地すべりの滑動に伴って斜面を構成する物質が変形することによって生じる構造要素である。変形構造のうち、最も重要なのは輪郭構造であり、これにより地すべ

りの変動域と非変動域とを区分が可能となる。

次に、地すべりの輪郭構造として発生域では、地すべりの代表的な構造要素である、滑落崖や後方亀裂を挙げることができる。滑落崖は、地すべりが滑動を発生し変動したことにより可動域と非可動域の境界で形成された急崖を示す。

また移送域では滑落は比高の小さいものが認められるが、円弧すべりや低角度の地すべりにおける水平方向の移動による削剥面の輪郭が明瞭になる。このような形状は、平行移動となっている可能性があり、単に一部の変位をとらえるだけでなく、斜面全体を面的にとらえる必要がある。

最後に、斜面の末端部での移送・堆積域は、輪郭構造としては、小丘や末端リッジの形成が認められ、その内部構造は放射状の亀裂や縦断・横断亀裂が認められる。これらの末端部付近は、河川の河床付近や段丘堆積物および崖錐堆積物の堆積領域になることが多い。これらの地形は、人家や道路のアスファルトやコンクリート擁壁など人工構造物が存在し、変動を与えている影響がある。これは前述した 2.1 項の事例 5 に相当するものである。

表 2-2 地すべりの変形構造の代表的な要素<sup>2-21)</sup>

空間構成		変形構造			
		地表面変形構造		地中変形構造	
		輪郭構造	内部構造	輪郭構造	内部構造
非変動域		未変形斜面物質：堆積・造構・風化変質作用・古期斜面運動による斜面の構造，など			
準変動域 (遷移領域)		発生域（崩壊源）の背後・外側の変形： 弧状亀裂，雁行亀裂，スラスト，膨隆（特に発生域の前方の）		すべり面直下の初生的変形： 微小せん断面，スラスト，流動など	
変動域	発生域 (崩壊源)	滑落崖（鏡肌，条線）， 分離崖 側方崖（条線，鏡肌）， 側方亀裂， 側面崖，側方リッジ，側 方崩壊， 側方スラスト，側方泥流 すべり面下端，末端隆起	副次滑落崖，側面崖，側 方リッジ 凹陷地（直線状，曲線状）， 池 小丘，線状小丘 亀裂（縦断，横断，放射 状，引張，圧縮，横ずれ …） スラスト， プレッシャーリッジ（圧 縮丘）	主すべり面（層）（鏡肌， 条線） 崩壊面・削剥面 側方すべり面 側方亀裂	副すべり面（鏡肌，条線） せん断面（すべり面以外 の） 斜面運動による褶曲，亀 裂
	移送域	比高の小さい側方崖，移 動体による削剥面の輪郭 (境界)	削剥面	移動体の基底部に沿った せん断面	種々の一時的変形
	移送堆積域 堆積域	側方リッジ（小丘），末 端リッジ， 末端部，先端	亀裂（放射状，縦断状， 横断状…）， 線状リッジ（縦方向の）， プレッシャーリッジ，末 端隆起	堆積物の中や基底面に沿 う二次すべり面	二次的せん断面または流 動

また，図 2-19 に示す地すべりの進化過程を見ると，安全率  $F_s=1.0$  を下回り初生変動が発生する前段階においても潜伏期として不安定が進行している指摘があり，このような段



階の地形的特徴の変状を捕らえることができれば、事前に崩壊する箇所の選定も可能になると考えられる。

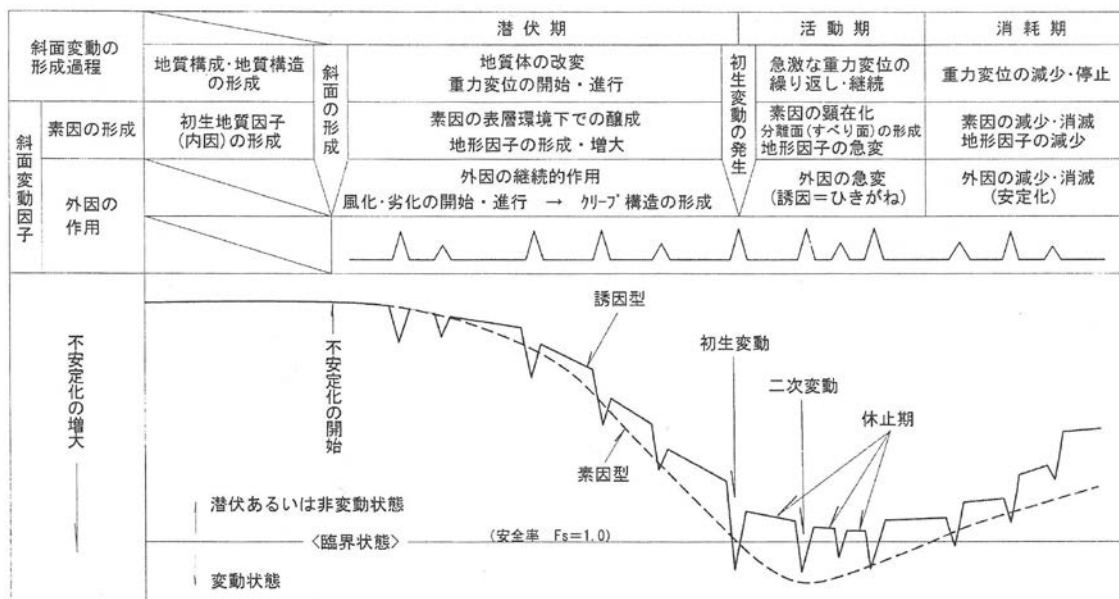


図 2-19 初生すべりの準備段階から消滅に至るまでの過程

横山<sup>2-22)</sup>を元に改変<sup>2-23)</sup>

本研究で目的とする網羅すべき動態モニタリングについて、以下に整理した。

- ① 第一の対象として、地すべり末端部の既存のインフラ構造物、すなわちコンクリート構造物やアスファルト面のひび割れを簡易に計測することで、自然事象発生時にしか変動しない箇所の維持管理の一環として活用できるようにする。
- ② 第二の対象は、人工構造物で擁壁など面的に捕らえ、斜面変動の活動性の評価を実施できるようにする。
- ③ 第三の対象は、地すべり・崩壊の全体を対象とする。これらが発生する事象に伴い特徴的地形が認められることが判明しており、これらを面的に取り扱える方法とすることで、部分的な変状や地すべりの微地形の抽出を行う事が可能となる。またこの変化を検出することでモニタリングを行うことが可能となる。

## 2.2.2 斜面末端部における人工構造物の変状

斜面末端部の人工構造物については、地すべりの影響を把握するだけでなく、社会資本の整備の一部という面も有する。すなわち我が国では1960年代の高度経済成長期に短期間で社会資本が整備され、数多くの土木構造物が建設されたが、近年これらの構造物が建設後約50年を経て老朽化し、健全性を評価するための点検手法の効率化および省力化が重要な課題となっている。表2-3に示すように社会インフラは地方公共団体が管理している施設が大部分を占めており、平均年齢が30年を超えるものも多く、老朽化が進んでいる。

表2-3 社会インフラの現状<sup>2-22)</sup>

分野	対象施設	数量	上段：数量に対する割合、下段：平均年齢					備考
			国	都道府県	政令市	市町村	その他	
道路	橋梁(橋長2m以上)	約699,000橋	4% 35年	19%※ 38年	7%※ 35年	68% 35年	2% 29年	※地方道路公社を含む。
	トンネル	約10,300本	13% 32年	46%※ 32年	3%※ 46年	23% 22年	15% 22年	※地方道路公社を含む。
	舗装	約3,100㎡	7% 42年	21%※ 34年	3%※ 32年	66% 26年	3% 26年	※地方道路公社を含む。
治水	河川管理施設	29,731施設	35%※ 30年	65% 27年	—	—	—	※国交省所管の水資源機構管理施設を含む。
	砂防堤、床固工	95,675基	— —	100% 22年	—	—	—	
下水道	管渠	約430,000km	— —	2% 20年	23% 28年	75% 18年	—	
	処理場	約2,100箇所	— —	9% 27年	7% 27年	84% 18年	—	
			供用開始後、段階的な増設を行っており、供用開始年度のみをもって一概に当該施設の経過年数と見ない。					
港湾	港湾施設	約44,000施設	9% 31年	91% 31年				
公営住宅	公営住宅	2,170,649戸	— —	43% 31年	18% 31年	39% 31年	—	
公園	都市公園等	101,111施設	0.02% 19年	1% 32年	23% 27年	76% 24年	—	
海岸	海岸堤防等	7,989km	— —	100% 31年				
			—	31年				
空港	空港	98空港	29% 41年	68% 32年			3% 20年	
			—	—				
航路標識	航路標識	5,380基	100% 28年	—	—	—	—	
官庁施設	官庁施設	約48,466千㎡	100% 25年	—	—	—	—	
			—	—	—	—	—	

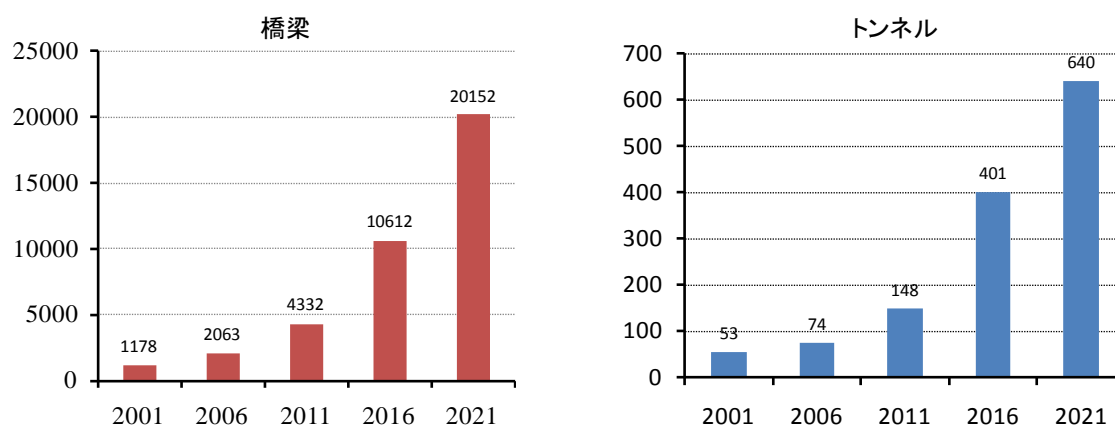


図2-20 我が国における建設後50年以上が経過する橋梁・トンネル数の推移<sup>2-23)</sup>

こうした構造物にリアルタイム監視機材を設置することには費用対効果の面で課題があるため普及していない。トンネル、ダム、橋梁、道路法面などの土木構造物において、我々が最初に得られる劣化・変状の情報はコンクリート表面に発生するひび割れである。ひび割れ状況を把握しコンクリート構造物の健全性を評価し、以後の補修・補強の計画を立てることがきわめて重要である。ひび割れの状況の計測項目は幅、本数、長さ、発生場所など多岐にわたる。このうちひび割れの本数や長さの計測は比較的遠方からの目視でも可能であるのに対し、ひび割れ幅の計測は高精度で定量化が求められるために近接目視によりクラックスケールを当てる作業が必要となり、目視点検の効率化を図ることが困難となっている。以上のことから、簡便で効率的なひび割れの幅の計測方法が必要とされていることがわかる。

一方で、「道路トンネル定期点検要領」<sup>2-24)</sup>の管理基準を見るとひび割れに関してⅠ～Ⅳの判定区分は**表 2-4** のようになっており判定基準は定量的ではない。また点検方法も「近接目視により行うこと」を基本としている点や点検者は「道路トンネルの定期探検を適正に行うために必要な知識及び技能を有する者が行う」といった点からも点検者への負担の大きさがうかがえる。補足欄に「今後、調査技術者が近接目視によって行うものと同等の評価が行えると判断できる新技術が開発された場合は、新技術の併用を妨げるものではない」といった項目があることから新技術の開発の重要性もわかる。点検要領を詳しく見ると、点検時の判定区分について、ひび割れの進行がある場合とない場合によって判定の区分が分かれていることが見て取れる。また、「2013年制定 コンクリート標準示方書 維持管理編」<sup>2-25)</sup>の中のひび割れが生じた構造物の維持管理フローを見ると、**図 2-21** のようになっており、ひび割れの発生した原因や構造的要因について検討した後、ひび割れの進行性があるかどうかによってその後の維持管理計画が変わることがわかる。ひび割れ進行が進行しているということは、構造物の機能低下につながる。ひび割れの進行を観察することで変状の区分や変状の種類を推定することが可能となる。コンクリート構造物の点検作業を行う上で重要なのはひび割れの進行速度に着目することであるということが読み取れる。また、日本コンクリート工学会「コンクリートのひび割れ調査、補修・補強指針 - 2009 - 」<sup>25)</sup>ではひび割れ幅、環境条件、設計耐用期間等に応じて、ひび割れが部材に与える影響を評価し、対策の要否を判断する方法が**表 2-5** のように示されている。

**表 2-4 ひび割れに対する判定区分**<sup>2-24)</sup>

Ⅰ	ひび割れが生じていない、または生じていても軽微で、措置を必要としない状態
Ⅱ	ひび割れがあり、将来的に構造物の機能が低下する可能性があるため、監視、又は予防保全の観点から対策を必要とする状態
Ⅲ	ひび割れが密集している、またはせん断ひび割れ等があり、構造物の機能が低下しているため、早期に対策を講じる必要がある
Ⅳ	ひび割れが大きく密集している、またはせん断ひび割れ等があり、構造物の機能が著しく低下している、または圧挫があり、緊急に対策を講じる必要がある状態



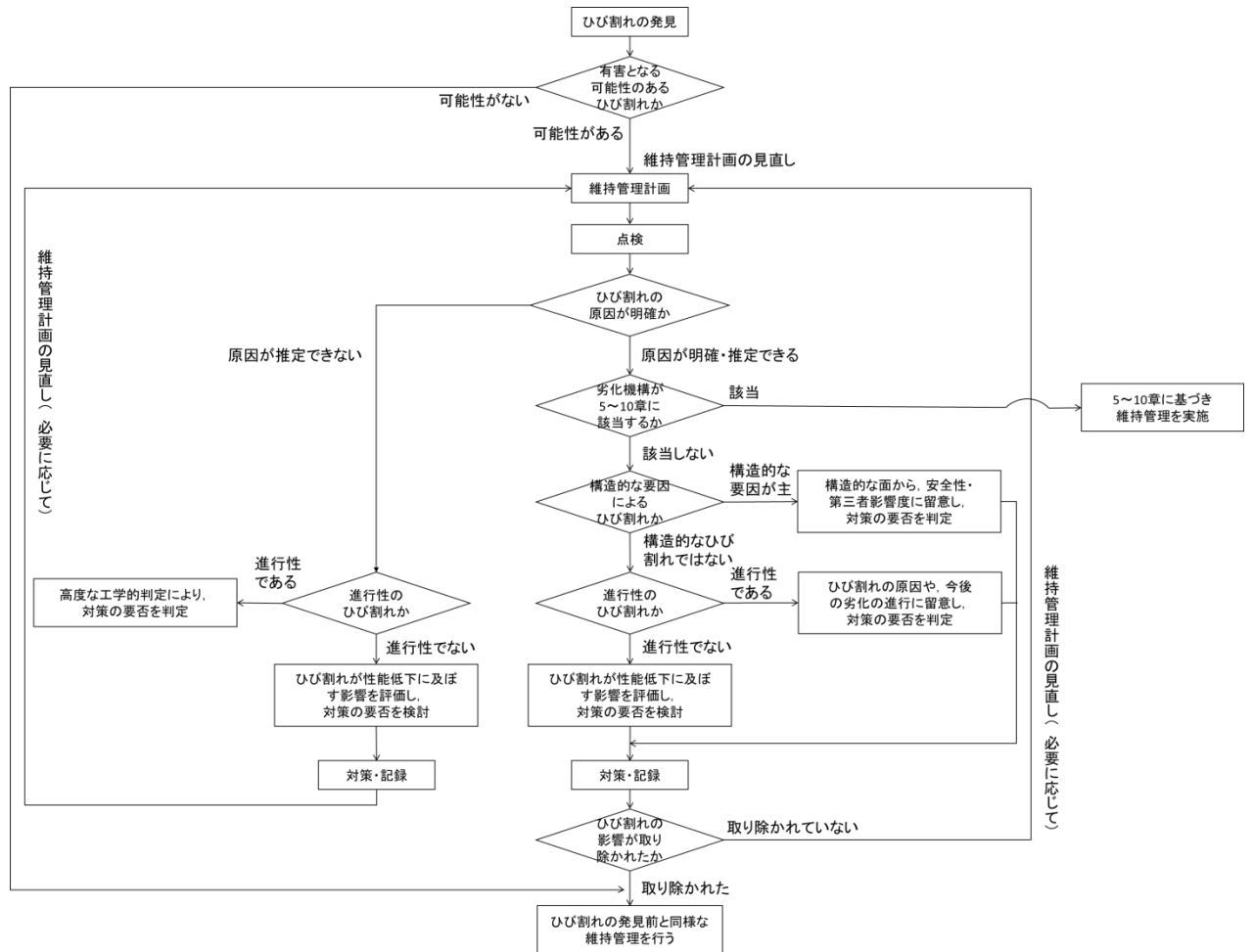


図 2-21 ひび割れが生じた構造物の維持管理フロー<sup>2-25)</sup>

表 2-5 ひび割れの変動量と補修・補強工法の選択例<sup>2-26)</sup>

ひび割れ幅の変動	ひび割れ幅	ひび割れ補修工法の種類			
		表面処理工法	注入工法	充填工法	その他の工法
小	0.2mm以下	○			○
	0.2～1.0mm		○		
大	0.5mm以上			○	○

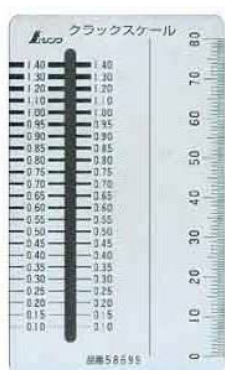
既存のコンクリート壁面に発生したひび割れ幅計測の計測手法はいくつか存在している(図 2-22)。もっとも広く行われているのは近接目視計測である。これはひび割れに直接クランクスケールを当てて目盛りを読み取り、記録し、変位量を確認する方法である。またひび割れの両側にピンなどを打ち、その間隔をノギスで計測する方法もある。これらの計測方法は簡単であるが、

- ・ 計測者の経験に基づくため判断にばらつきがあり、客観的、定量的な評価ができない<sup>2-27)</sup>

- ・ ひび割れの変状の進行性の定量的評価が難しい<sup>2-28)</sup>。
- ・ ひび割れが開口方向に変位するのに加え、せん断方向に変位した場合にその変化を読み取ることができない。
- ・ コンクリートの温度変化による熱膨張の影響を変位したと読み取ってしまう可能性がある。

などの問題点が挙げられる。また供用トンネルの目視計測においては、暗い坑内で汚れた壁面の点検では変状を見落とすことがある<sup>2-28)</sup>ことや、交通規制等を行う必要があり道路交通への影響がみられる<sup>2-28)</sup>、ダムでは高所作業など危険が伴う<sup>2-29)</sup>といった問題点も挙げられている。

これらの目視計測に対して、クラックゲージ（亀裂変位計）をひび割れに設置し、変位を計測する手法もある。クラックゲージには 3D ゲージや $\pi$ 型ゲージなどが存在するが、一般にコンクリートのひび割れは、常時の変位量は極めて小さいにもかかわらず豪雨や地震時のみ進行する可能性があるために、きわめて多数の対象箇所に対してリアルタイム監視機材を設置することは費用対効果の面で課題があり普及していない<sup>2-30)</sup>。また電源の確保の必要性や積雪期の対応なども考慮すると、長期間の計測に向いていない。



(a)クラックスケール



(b)亀裂変位計

図 2-22 従来のひび割れ計測技術



図 2-23 MIMM による計測状況

最近では、点検ロボット技術として、トンネル走行型計測車両 MIMM（Mobile Imaging Technology System& Mobile Mapping System）（図 2-23）といったトンネル点検を補足す

る技術も提案されている。この技術は、車両にデジタルビデオカメラおよびレーザを搭載し、①覆工コンクリート表面のひび割れ、漏水、材質不良箇所の画像撮影、②覆工コンクリート表面の凹凸や覆工内面の形状の座標データを取得するものである。画像計測においては  $0.2\text{mm}$  以上のひび割れの検出し幅の計測が可能である<sup>2-31)</sup>。この手法はトンネル内を走行しながらひび割れを検出できるため、従来の近接目視点検のように交通規制などを行わずに点検作業を行うことができる。また効率的に広範囲のひび割れ情報を検出することができる。一方で、ひび割れや段差といった変状を抽出する作業は、経験者によるトレースが一般的である<sup>2-32)</sup>。

また近年では、デジタル画像を利用したひび割れ幅の計測技術が開発されている。この技術は、基本的には現場での計測は撮影のみであり、得られた画像データをコンピュータ上で処理し変位を計測する。画像処理の分野において、近年コンピュータおよびデジタルカメラの性能の発展により、高画質のデジタル画素のデジタル画像の取得、表示、記録などが容易になっており、比較的安価に処理することができ注目されている<sup>2-33)</sup>。この技術の利点としては、

- ・ 写真撮影により計測データを得られるため専門知識が不要であり、技術の導入が容易である<sup>2-34)</sup>。
- ・ デジタルデータが得られるため客観性・再現性に優れている<sup>2-27)</sup>。
- ・ 基本的に計測する機器はデジタルカメラとパソコンのみなので、計測機器に要するコストを低く抑えられる<sup>2-34)</sup>。

などが挙げられる。これらの優れた特性を持つ技術であるが、既往の写真測量技術はひび割れの検出しその幅の計測を試みており<sup>2-35)</sup>、ひび割れが検出できない場合その手法が活用できない。撮影条件の違いによるひび割れの見え方の違いを図 2-24 に示す。光の当たり方によってひび割れの見え方に違いがあり、ひび割れと認識できる場合と認識できない場合がある。このように従来の画像計測技術はひび割れ自体を検出しその幅を計測するため、ひび割れの撮影条件によりその精度は大きく変わってしまう課題もある。

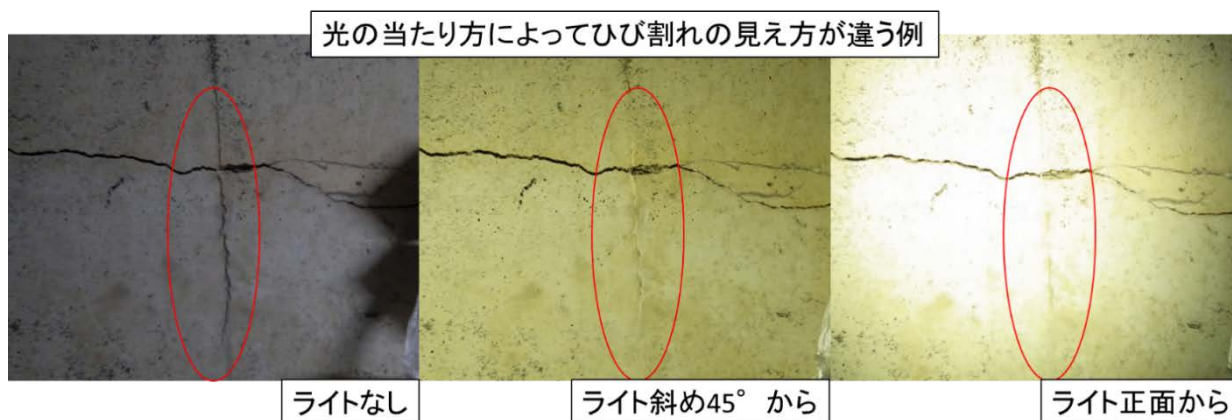


図 2-24 計測条件によるひび割れの見え方の違い

そこで先述の通り，コンクリート構造物の維持管理の上で重要となるひび割れの進行性の計測に着目し，反射ターゲットを利用し任意の位置から撮影した 1 枚の画像を画像処理によってひび割れ自体を直接検出することなくひび割れ両側のブロックの変位を計測することでひび割れ幅の変位を簡便かつ定量的に計測する手法が適していると考ええる．

ただし，既往の研究では撮影距離 25m 以内であれば，1000 万画素クラスのデジタルカメラを用いて，0.2mm 程度の高精度でひび割れ幅の変位を検出でき，ターゲットに正対した位置から 60° の撮影角度がある位置からの計測でも，精度の低下は見られないといった結果が得られている<sup>2-30)</sup>．先に示した日本コンクリート工学会「コンクリートのひび割れ調査，補修・補強指針 - 2009 - 」<sup>2-26)</sup>のひび割れの補修・補強選択の例を考慮すると 0.2mm のひび割れの変動量が指標となっていることが多く<sup>2-36)</sup>，計測の誤差を考慮するとひび割れの変動を 0.1mm 以下で計測する技術が必要であると考ええる．

### 2.2.3 斜面全体の面的な変動の把握

地すべり・崩壊全体の変動をモニタリングするには、対象斜面の挙動をできるだけ広い範囲で、不安定化していない健全な範囲も含めて広く監視していく必要があるが、各々の規模、比高や斜距離、幅、挙動は異なる。さらに平常時のバックグラウンドの変動（気温や季節変動）も異なってくる。そのため、斜面挙動監視の方法は、それぞれの現場の状況で対応していくことが必要となる。そこで、地すべりの調査方法を例に整理を行い、本研究で必要な観測内容を整理する。

#### (1) 地すべりの調査方法

地すべりを対象とした調査においては、以下の通り複数の指針がある。

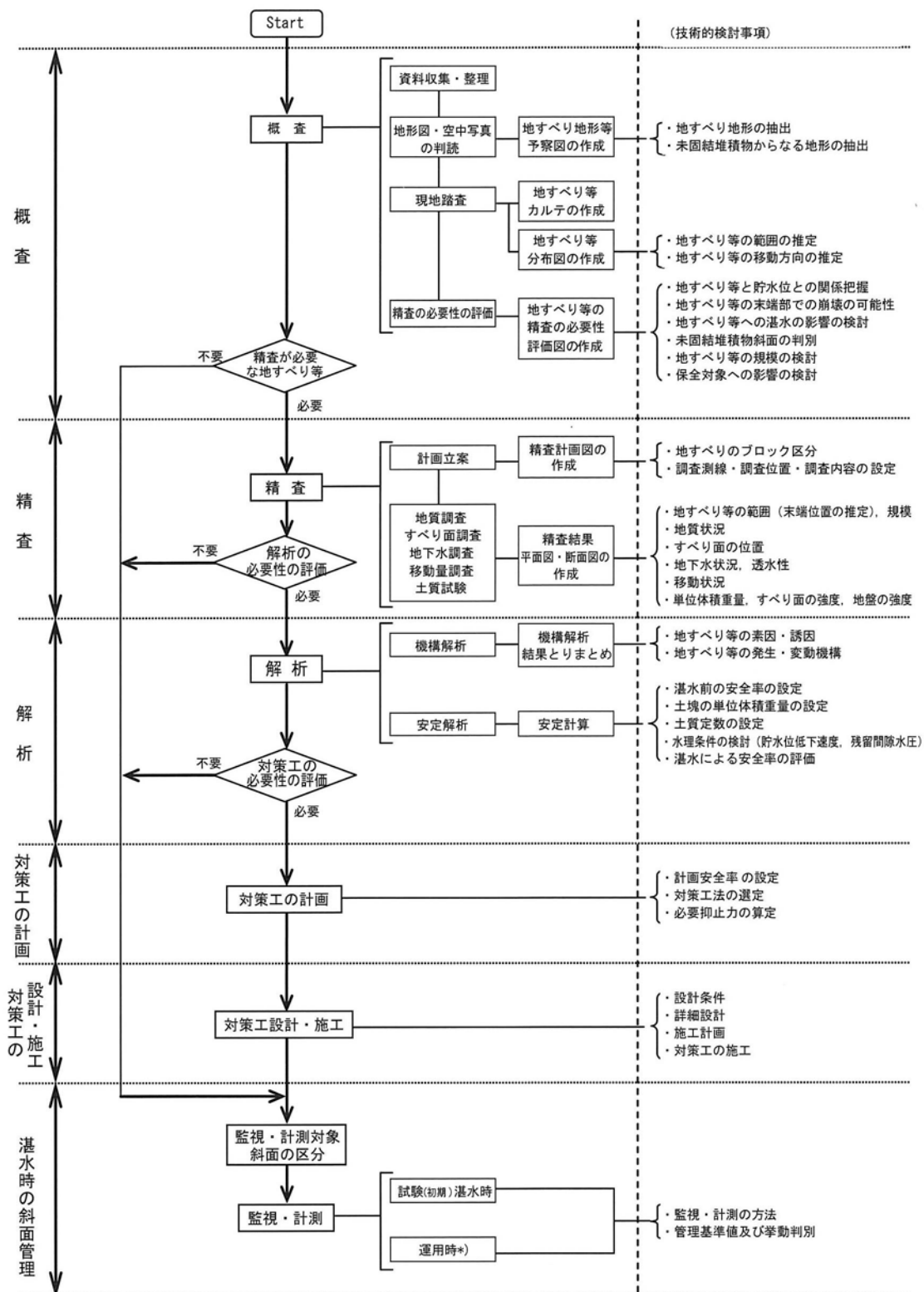
- ・国土交通省：河川砂防技術基準 調査編（平成 24 年）<sup>2-40)</sup>
- ・財）国土技術研究センター：「貯水池周辺の地すべり調査と対策」<sup>2-41)</sup>
- ・地すべり対策技術設計実施要領：平成 8 年度改訂版，第Ⅱ調査・設計編，地すべり対策技術協会<sup>2-42)</sup>

**図 2-25** には、代表的な調査方針を記す。まず、予備調査として文献調査と地形判読調査が行われる。地形判読調査は、空中写真を用いた地形判読で広域の概要を把握する。予備調査に用いられる地形図は、この段階では一般的な 1/25,000 地形図や 1/5,000 地形図を用いる。この予備調査の後、概査として現地踏査と地すべり発生・運動機構の推定が実施される。概査段階では、使用する地形図は現地測量または航空レーザ測量による高精度な地形図で実施することが望ましい。微地形判読と地表地質踏査を行い、滑落崖の位置と不安定斜面の規模あるいは地すべり地形での移動体の規模から被害想定を推測する。

さらに詳細調査としてボーリングコア試料の観察や孔内傾斜計の観測結果に基づいて、基礎岩盤やすべり面を特定することで全体の規模を明確にする。最終的には、これら調査によって性状が明確となった不安定斜面に対して監視体制が計画される。

#### (2) 地すべりの監視体制

監視体制については、**表 2-6, 2-7** に示されるように地表動態調査と地中動態調査に分類されており、いずれも設置型でロガーを必要とする有線式である。これらの蓄積したデータは、空間地理情報として例えば、Shamen-net<sup>2-43)</sup>などのネットワークやクラウドを用いてリアルタイムで監視することが可能である。



\*) 運用時の管理方法は基本的には試験湛水時に準ずるが、定期的に計測項目・頻度等を見直すことも重要である。

図 2-25 ダム建設時の貯水池湛水に伴う地すべり対応の方法<sup>2-41)</sup>

表 2-6 地すべりの調査手法とその目的<sup>2-42)</sup>

調 査 手 法		調 査 対 象				期 待 す る 成 果		
		物質 分布 構造	変形 構造		運 動 構 造		力 学 構 造	
			地表	地中				
地表構造調査	既 存 資 料 調 査	○	○		○	○	歴史災害・既往調査結果・古い地形	
	地 形 判 読		○				ブロックの推定・地すべりの新旧区分	
	地 表 地 質 踏 査	◎	◎		○		地質構成・地質構造・地すべり範囲	
	変 状 調 査		◎		○	△	安定性判断要素の収集・ブロックの推定	
	地 形 測 量 調 査		◎		△		微地形の把握、変状範囲分布	
地下構造調査	物 理 探 査 (間接調査)	弾 性 波 探 査	○		○	△	風化帯分布・強度境界面の推定	
		電 気 探 査	◎		○			風化帯分布・帯水層の推定
		自然放射能探査	○		○			断層の追跡推定
		ジオトモグラフィー	○		○			強度境界面の推定・地すべり断面形状の推定
	(直接調査)	ボーリング調査	◎		○			土塊・基岩の把握、すべり面の推定、地質構成
		試 掘 調 査	◎		◎			すべり面の判定
		物 理 ・ 力 学 特 性 調 査	標準貫入試験	○		△		○
原位置力学試験						◎	地盤強度の判定評価	
物 理 検 層						◎	風化状況の数値による判定評価	
間隙水圧測定						◎	任意指定深度の間隙水圧の測定	
室内土質試験						◎	土質強度の決定評価	
成 分 分 析	◎					◎	物理特性、特に膨張性鉱物の有無	
年 代 測 定				○	△		地すべり履歴、活動度の判定	
水 文 調 査	地 表 水 調 査	降 水 量 調 査	△				水文条件の設定	
		流 況 流 量 調 査	○	△				地下水分布状況の推定、堆砂状況の把握
		水 収 支 調 査	○	△				地下水流動状況の推定
		湧 水 調 査		△				すべり面・ブロック区分の推定要素
	地 下 水 調 査	地下水位調査	◎					孔内の地下水の流入・逸水分布の推定
		地下水変動調査	○					地下水帯水層の判定
		電 気 検 層	○		△			孔内の風化帯分布・帯水層の推定
		孔内流速測定	○		△			地下水の流入。逸水・透水性分布の推定
		地下水追跡調査	○		△			地下水の水平分布と流動経路の判定
		水 質 分 析	○					水源分類・水質変化の判定
		揚 水 試 験	◎					孔内の透水係数・透水量係数の分布把握
		地 下 水 検 層	◎					孔内の地下水流動層の把握
		地温測定調査	○					地下水分布・流動状況の推定
動 態 調 査	地 表 動 態 調 査	地盤傾斜計調査		△		◎	土塊の微小移動の把握	
		伸 縮 計 調 査					◎	土塊の移動量・移動速度の連続的把握
		定 点 移 動 杭		○		◎		土塊の移動量・移動速度の把握
		G P S 測 量		○		◎		〃
		測 線 移 動 杭		○		◎		〃
		再縦横断測量		◎		◎		微地形把握、調査結果の位置表示
	地 中 動 態 調 査	パイプ歪計調査			◎	○		すべり面の把握、土塊移動量の推定
		孔内傾斜計調査				◎	◎	すべり面・土塊移動量・速度の把握
		多 段 移 動 計				◎	○	すべり面の把握
		孔 内 伸 縮 計				○	○	土塊移動量の速度の把握
地 下 水 変 動 調 査					△	△	移動量との相関性の把握	

記号凡例

◎：把握に有効 ○：場合により有効 △：他の調査との補完により有効

表 2-7 貯水池地すべりにおける計測の目的と景気の適用性<sup>2-42)</sup>

項目		目的	傾斜挙動の把握	設計計算の妥当性の検証	対策工の効果安全性の確認
		目視、巡視による監視	・斜面にルートを設定し、巡視を併用して地表や構造物の新たな亀裂、変形の早期発見に努める。	・設計計算により設定した地下水位低下や変位量等の妥当性を確認する。	・排水状況の確認 ・杭頭付近の地山状況の確認 ・アンカー法枠の亀裂、変形有無の確認 ・その他対策工の変形の有無等の確認
計測監視	孔内傾斜計		◎		
	パイプ歪計		◎		
	多層移動量計		△		
	光波測量		○		
	水準測量		◎		
	GPS 測量		○		
	地盤伸縮計		◎		
	地盤傾斜計		○		
	クラックゲージ		○		
	ぬき板		△		
	地下水位計		◎	◎	○
	排水量測定		○		○
	杭頭変位測量		○	△	○
	鋼管杭内に埋設した歪計、孔内傾斜計		○	△	○
	深礎工の土圧計、鉄筋計		○	○	○
	アンカー軸力計		◎	◎	◎
	連杭による水準測量		◎	○	◎

◎：特に有効 ○：有効 △：場合によっては有効

このような観測手法は、変動現象が顕在化してから計測が開始されることになり、本研究の目的に合っていない。昨今では、広域的に地すべり地形分布の研究も進んでおり、深層崩壊の分布や地すべり地形の把握は全国レベルで実施され、発生する区域の限定も可能となった。しかしこれは概括的な把握にとどまっており、固有の箇所の進行が把握できるような状態にはなっていない。

そこで、滑落崖や崩壊地の抽出を精度よく実施することが、変動を正確に捉えることができるようになると考えられてきた。航空レーザ計測技術の高度化による、地すべりに関する微地形のタイプについて区分する研究が進められている<sup>2-37)</sup>。これにより個々の地すべりの発生位置については、把握することができている。

地形図から得られる情報をとりまとめて、稲垣ほかは、現在確認できる地形の解析を行い、初生すべりにおいて地形的なひずみ量が 0.5～2.5%、傾斜が 25～30° であるとして取りまとめている<sup>2-38)</sup>。また、千木良ほかは、平成 23 年紀伊半島豪雨で得られた航空レーザ計測の地形図から詳細な微地形を判読し、これにより深層崩壊発生前後の地形を比較し崩壊に先立った変形量と斜面全体の大きさのヒズミを算出し、5～21%であるとした<sup>2-39)</sup>。これらの傾斜量やひずみの数値には、地すべりや崩壊の予測に対して決定的な情報にはならないものの、地域の地質や降雨状況によって特性があることを示し、特定エリアの地すべり・



崩壊の発生条件を明瞭にする可能性もある。このような、研究の成果は、地すべりの地形発達史と変位量，傾斜，変化率がリンクしていることを示すが，地形の形状をモニタリングすることで情報量が増加するとともに，得られる知見が増えることが重要である。すなわち，詳細な地形図を得ることが，地形発達史をたどることや，微地形の判読を可能とし，豪雨や地震といった自然事象の発生後に伸展・拡大しているかどうかを確認するのに有効である。

### (3) 変動速度に関する整理

#### ① 地すべり・崩壊の変位速度

地すべりの変位の速度については，Vanes<sup>2-43)</sup>によって記載が行われており，Cruden and Vanes<sup>2-44)</sup>によって7つの速度階が設定されている。日本では図 2-26 に大八木<sup>2-45)</sup>によって規模の区分と過去の事例が整理されている。この表では，顕在化した地すべりがほとんどでありこのような場合は，現在広く使用されている計測機器で監視することが有効である。

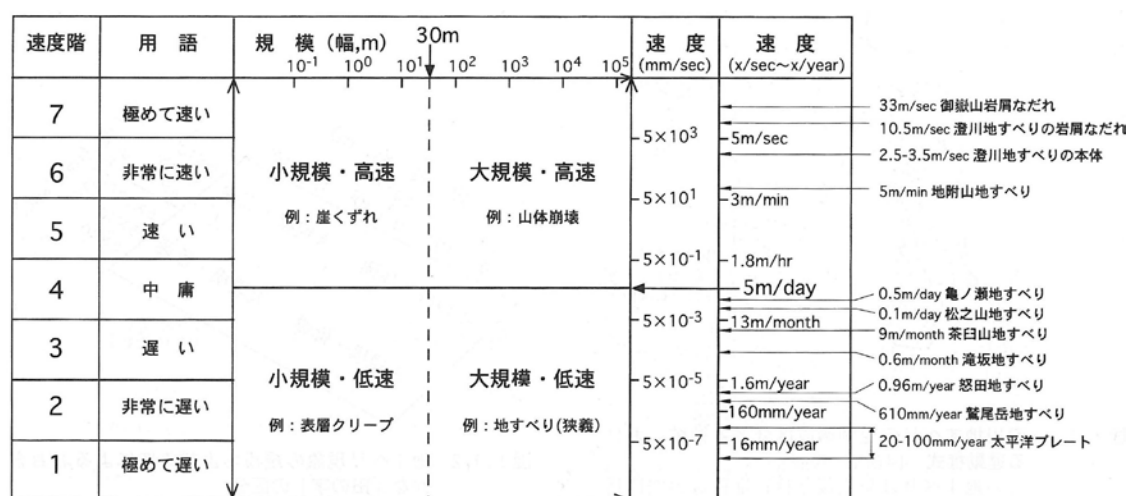


図 2-26 地すべり・崩壊現象の規模および速度に関する区分<sup>2-45)</sup>

しかしながら速度階 1 に相当する年 16mm という極めて遅い地すべりはこれまで計測されることはあまりない。しかし地震や豪雨で活発化する可能性があり、その分布を把握しておくことは有用である。移動速度が遅い事例では、鷲尾岳地すべりが報告<sup>2-46)</sup>されており、発生直後の滑動速さは年間 1 m 程度であったが、対策工施工後は年 10cm 程度と緩慢な変動を示した。鷲尾岳よりも遅い地すべりは、人的な活動がない場所においては、変動現象が見過ごされる場合もあり、一般的な調査では、概査にも適用されない可能性がある。

このような場合でも、地形の変化が認められることは、**図 2-19** で推測されている。渡・酒井<sup>2-47)</sup>は、地すべりの形態を崩壊する岩種により 4 種類に分類し、それぞれの運動速度を推定している。ここでは、岩盤地すべりがもっとも速く 2cm/日以上であり、粘質土地すべりがもっとも遅く 0.5cm/日以上としている。また、藤原は、孔内傾斜計や孔内ひずみ計、地盤伸縮計の変動種別<sup>2-48)</sup>の設定を行っている。これは地すべりの活動性によって 4 区分を設定している。**表 2-8(a)**には、地盤伸縮計の管理基準例を示す。変動種別は、緊急、確定、準確定、潜在としており、最も遅い変動で 0.5mm/日と記載されている。これは年変動にすると 180mm/年程度となり、**図 2-26** に示した非常に遅い地すべりに相当する。また**表 2-8(b)**には、高速道路調査会による管理基準値は、点検・要注意または観測強化において 10mm/30 日（年変動にすると 120mm/年）が下限値であり、これより小さい変動に関しては、監視の継続が判断されることになる。

以上から極めて遅い地すべりを見極めるためには、1 年あたりの変位量が 10cm 前後（約 0.3mm/日）の変動を見出すことが必要になる。

**表 2-8 地すべり計測における管理基準値の例**

**(a) 地盤伸縮計<sup>2-48)</sup>**

変動 種別	日変位量 (mm)	日変位量 (mm)	一定方向への累 積傾向
緊急変動	20 以上	500 以上	非常に顕著
確定変動	1 以上	10 以上	顕著
準確定変動	0.1 以上	2 以上	やや顕著
潜在変動	0.02 以上	0.5 以上	ややあり

**(b) 高速道路調査会による管理基準値例より<sup>2-49)</sup>**

対応区分 計測器	点検・要注意ま たは観測強化	対策の検討	警戒・ 応急対策	厳重警戒・ 一時避難
伸縮計、地中伸縮 計、光波測距儀	10mm 以上 /30 日	5～50mm 以上 /5 日	10～100mm 以上 /日	10mm 以上 /日

なお、前述した貯水池の湛水における地すべりの管理<sup>2-41)</sup>では、前述の藤原の提案する管理基準値を修正して活用しているが、安定性評価に関する根拠は提案されていないため、地すべりにおける安全率の検証を付記している。ここでは滑動中に相当する準確定変動の地すべりは安全率  $F_s=1.00$  としている。また潜在変動では  $F_s=1.05$  である。ただし、すべり面の土質強度定数を同一と仮定するなど、推定部分が多く、信頼性が高いとはいえないため、実際の管理地の設定の場合には現地の実情に合わせた十分な検討が必要である。

また、この検討は、あくまで活動中の地すべりであるが、初生的な地すべりの段階の安全率は、**図 2-19** で示すように  $F_s=1.00$  前後であると考えられる。初期の亀裂が入る前後では、亀裂沿いの地下水が浸透しやすさが大きく変化し、初生すべり発生後は、滑動が進行する可能性が高くなると考えられる。このためにもできるだけ早期の段階で新規の滑落崖、あるいは滑落崖の伸長・拡大を把握することが予知につながると考える。

## ② クリープ量による崩壊予測

崩壊予測については、**図 2-27** に示す斜面の崩壊発生時期を斜面の定常ひずみ速度から求める方法が利用されている。斜面の変状が進んで崩壊が近づくとヒズミ速度は一定でなく、漸次増大する。この傾向を第三次クリープ領域として、予知する方法である<sup>2-50)</sup>。このほかに福菌<sup>2-51)</sup>は、地表の表面移動速度から崩壊発生の推測について大型実験装置を使用して実施している。

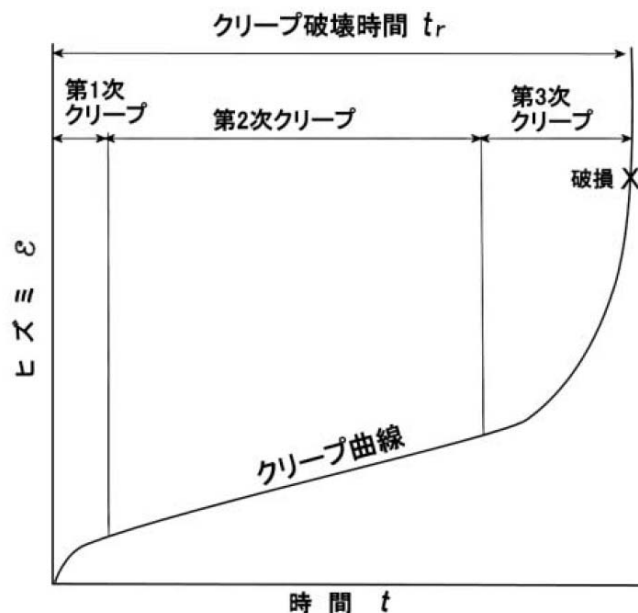


図 2-27 クリープ破壊試験におけるクリープ曲線

## 2.2.4 まとめ

ここまで、動態モニタリングの課題と着目点について整理を行った。地すべりの可能性のある地形が認められた場合、**図 2-28** に示したような概査～精査および監視体制で対応することになるが、斜面の崩壊は推定されてない箇所でも多く発生していることが事例検討により確認されている。

このフローでは、既往の調査の流れとして貯水池湛水に伴う地すべり対応の方法を参考にしてはいるが、この方法では、地すべりの対象エリアは、貯水池に面する斜面は分水嶺までであるが、河川や枝沢については、貯水池の末端部から平面距離で約 1 km 程度までとしている<sup>2-41)</sup>。しかしながら 2.1 項での事例 1 のように、貯水池から 2 km 上流からでも河川勾配によっては、崩壊土砂が貯水池に達する可能性がある。また、いわゆる地すべり地形と判読される、滑落崖+移動体のセットでない、わずかな遷急線・遷緩線が認められる程度でも滑動を発生させる可能性もある（**図 2-29** 参照）。このような概査の対象外となる箇所においても、何らかのモニタリングを行うことが望ましいと考える。このためにはコストの問題や計測の手法、たとえば立地上の問題により設置型にできない等の課題がある。

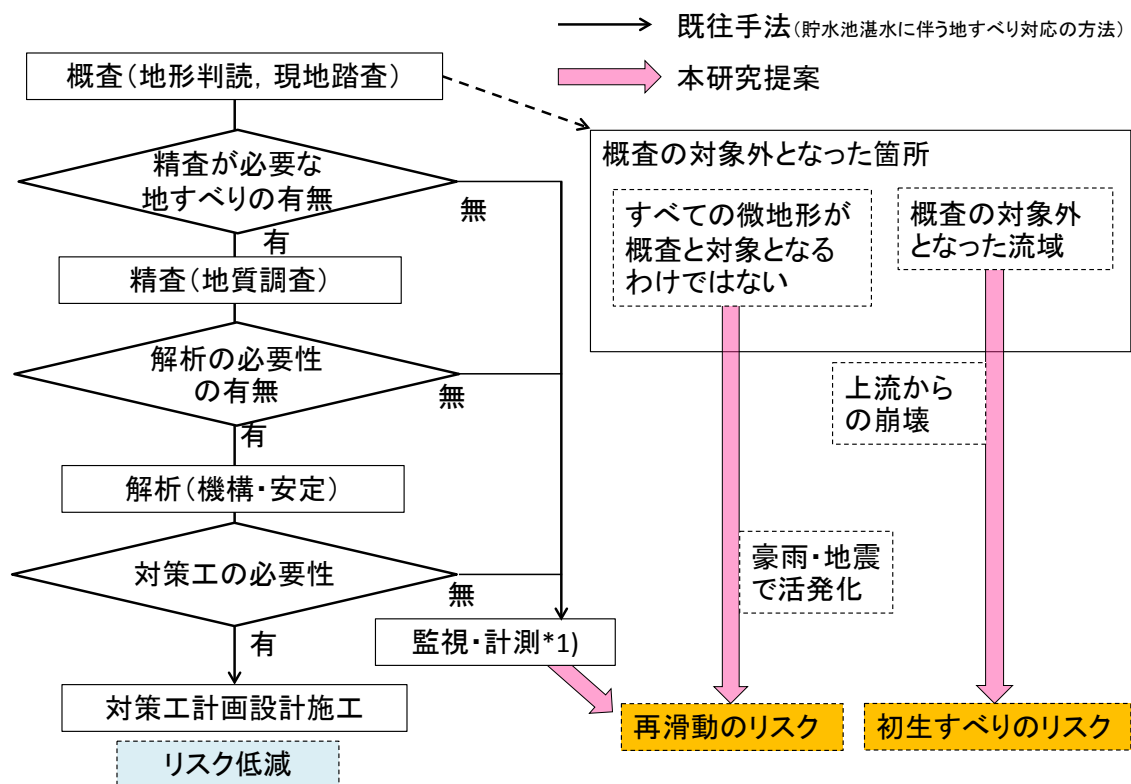


図 2-28 斜面のモニタリングにおける未知のリスクの考え方

\*1) 設置型計測器

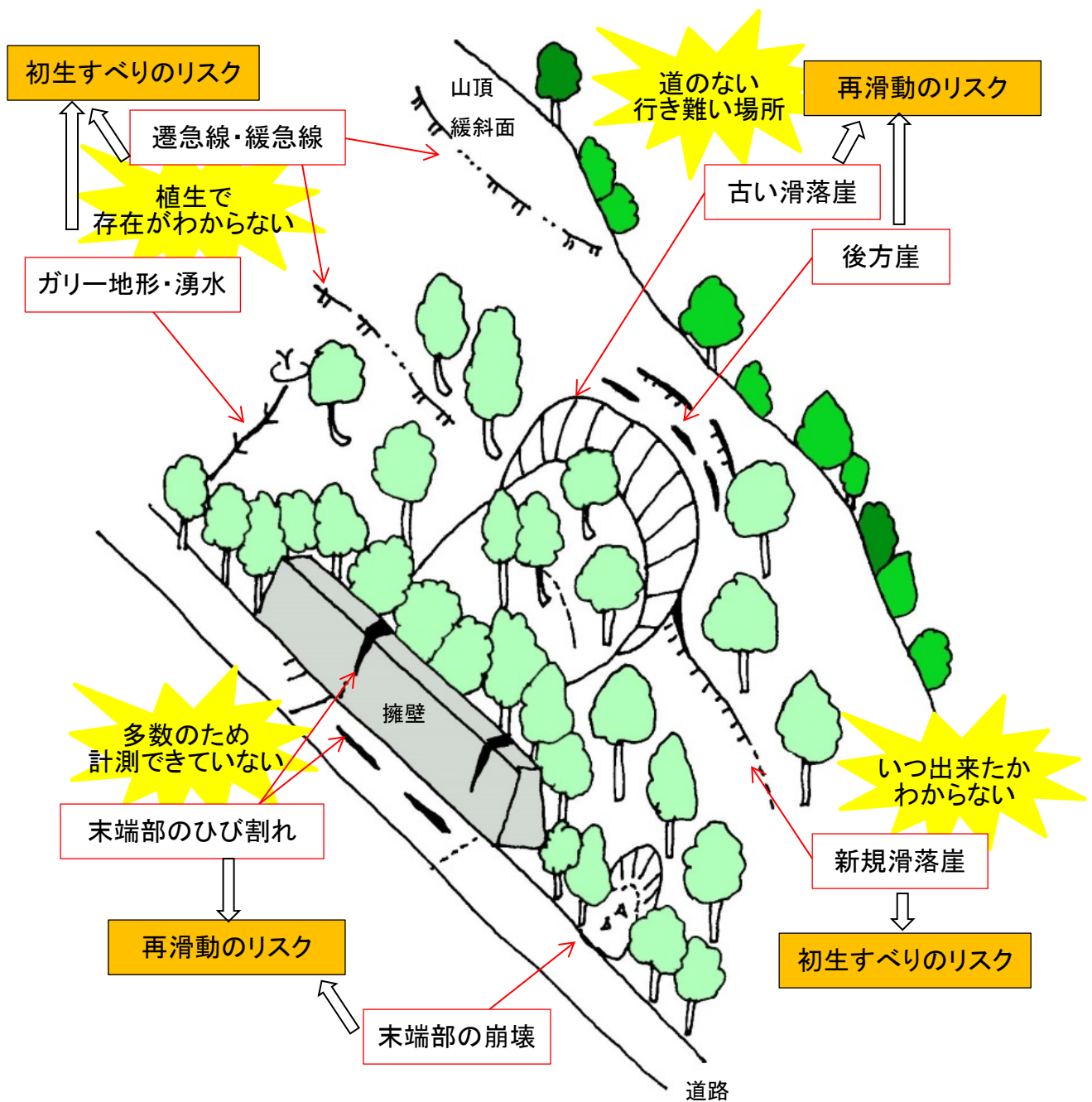


図 2-29 斜面における潜在的なリスクの概要図

また、2.1 項の事例で示した地すべり・崩壊などの変状を未然に防ぐためには、図 2-29 に示したように、現在明瞭な地すべり地形だけでなく、できるだけ広い範囲で、不安定化していない範囲も含めて広く監視していく必要がある。着目点となる地形的特徴は、表 2-9 に示した現象を捉えることが必要である。特に対策工や監視の対象外となったわずかな段差地形や凹状地形などを把握するためには、存在だけではなく、面的な変動量を捉えることが重要であり、このような視点で計測手法の選定を行う必要があると考える。

**表 2-9 動態モニタリングで確認すべき変動現象のまとめ**

地すべりの伴う変動事象 の典型的なもの	認められる変動現象
発生域（崩壊源）	後方亀裂，滑落崖，側方崖，凹地
移送域	側方崖，移動体主部は平行移動
移送・堆積域（末端部）	亀裂
人工構造物 （コンクリート構造物，道 路構造物など）	圧縮に伴う擁壁の転倒， 道路面のひび割れ

最後に，計測手法の選定については，ここまで検討を行ってきた自然災害によって発生する自然斜面の災害および人工構造物で必要とされる変位計測のスケールと精度について**表 2-10**にまとめた．ここでは変状の形状やタイプについては考慮していないが，それぞれの変位量を計測することが可能となれば，今後の崩壊あるいは劣化の予測が推定可能にあると考える．

**表 2-10 災害の発生事象の規模と変位のスケール**

変動の種類	変動の場	主な 変動現象	対象物	現地で確認できる スケール	変動の 状況
地殻変動	横ずれ 高さ変位	相対変位	自然・人工物	数 10cm～数 m	面的
斜面変動	引張	滑落崖	自然斜面	数 10cm	面的
	圧縮・ 引張	ひび割れ	自然斜面	数 cm～数 m	面的
			人工構造物 (アスファルト， コンクリート)	数 mm～数 cm	一方向

## 2.3 動態モニタリング手法の選定

本項では、モニタリング手法の選定について述べる。斜面災害における地すべりなどの崩壊の速度やコンクリート構造物におけるひび割れ幅の計測精度について検討を行い、効果的に実施できる計測範囲を明らかにする。その後、モニタリングの既往手法の検討を行い、有望な計測手法の検討を行う。

### 2.3.1 人工構造物の局所的なモニタリングの手法

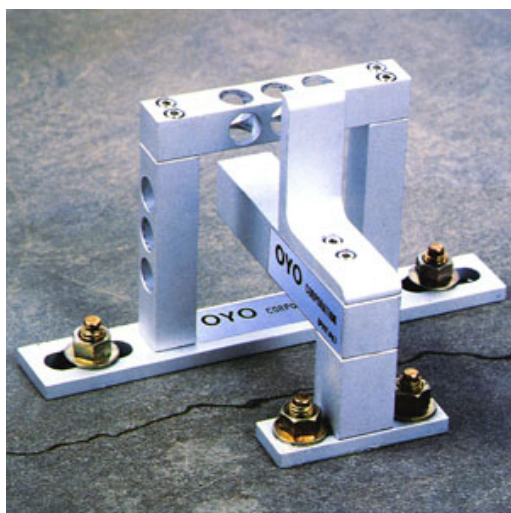
地すべり・崩壊によって影響を受けるインフラ構造物については、道路構造物や水力発電所に伴う水路や水圧管路および建屋などの土木構造物が考えられる。これらの多くはコンクリート構造物であるが、この劣化や変状はひび割れの発生から始まることが多く、このひび割れの状況を基に土木構造物の健全性を的確に把握し、以後の補修・補強の計画を組立てることが重要となるが<sup>2-23)</sup>、ひび割れの本数や長さの計測は比較的遠方からの目視でも可能であるのに対し、ひび割れ幅の計測は高精度で定量化が求められるために、近接してスケールを当てる作業が必要になり、目視点検の効率化を図ることが困難となっている。また一般にコンクリートのひび割れは、常時の変位量は極めて小さいにもかかわらず豪雨や地震時のみ進行する可能性があり、極めて多数の対象箇所に対してリアルタイム監視機材を設置することには費用対効果の面で課題があるため普及していない。

#### (1) 既存のひび割れ計測手法

現在実際のコンクリート壁面のひび割れ幅の定量的計測手法はいくつか存在しているが、各手法様々な問題が指摘されている。それらの中で最も広く行われているのが、目視計測（肉眼測定）である。目視計測とは、ひび割れに直接鋼尺（スケール）などを当てて盛りを肉眼で測定、記録し、変位量を確認する方法である。場合によっては、ひび割れの両側にピンなどを打ち、その間をノギスで測定する方法もある。さらに簡易なものになると、石膏などでひび割れを塞いで、その後にひび割れが石膏に入るかどうかで判断する<sup>2-52)</sup>。これら目視計測は簡便ではあるが、①点検者の経験に基づくため、客観的かつ定量的な評価が困難である<sup>2-53)</sup>、②損傷のスケッチなどのアナログデータは、作成が困難であることに加え、データの管理が困難である<sup>2-53)</sup>、③肉眼測定の分解能は 0.5mm 程度<sup>2-52)</sup>であり、高精度な計測手法ではない、などの問題点を抱えている。また、供用トンネルの目視計測においては、暗い坑内で汚れた壁面の点検では変状を見落とすことがあることや、交通規制時間が増長し、道路交通への影響がみられるなどの問題点も挙げられている<sup>2-23),2-54)</sup>。その他ダムにおいては、人が容易に近づくことができない場所もあるため、仮設足場（組立足場、吊り足場）を設置して近接目視を行っているが、高所作業になり危険な場合が多く、また調査面積が大きいことから長時間の作業を強いられる<sup>2-56)</sup>。このように、単にひび割れとい

っても様々な現場の状況下であり，容易に目視計測を行うのが不可能な場合がほとんどである<sup>2-55)</sup>。

これらの目視計測に対し，クラックゲージ（亀裂変位計）をひび割れに設置し，変位を計測する手法もある．クラックゲージには図 2-30(a) のような 3D ゲージや II 型ゲージなどが存在するが，数多く設置することは多大な労力を要し，計測は人間が実施することと，変位が大きい場合には再設置の手間を伴う．また高価なため厳しい予算制限の下では計測



(a) 3D ゲージ



(b) デジタルクラック計

図 2-30 新型クラックゲージ<sup>2-66)</sup>

できるひび割れに限られてくる．近年では図 2-29(b) に示すゲージの計測値が無線信号で送られてくるものも存在するが<sup>2-66)</sup>，高価である上に電池の使用を伴うために長期間の計測には向いていない．

## (2) デジタルカメラを用いたひび割れ計測法

既存の手法の課題について，デジタル画像を利用したひび割れ幅の計測手法が開発されている．基本的には実現場での計測は写真撮影のみであり，得られた画像データをパソコン上で処理し，変位を測定する手法である．画像処理の分野においては，近年のコンピュータ及びデジタルカメラの性能の著しい発展により，高画素のデジタル画像の取得，表示，記録などが容易になっており，比較的安価に処理することが可能となってきた<sup>2-56)</sup>．本手法が定量的であることはもちろんであるが，その他の利点も以下にまとめると，

- 専門知識を必要としない写真撮影のみにより計測データを得られるため，技術の導入が容易であり，データの客観性・再現性にも優れている<sup>2-57),2-58)</sup>．
- 日常点検ではほとんどの場合損傷箇所を撮影するため<sup>2-59)</sup>，点検者に新たな作業・負



荷をかけることがない。

- 基本的に計測に要する機器はデジタルカメラとパソコンのみなので、計測機器に要するコストを低く抑えられる<sup>2-57)</sup>。
- デジタル画像からは、幅以外の情報もよみ取ることができデータベース化も可能である。

などが利点として挙げられる。これら優れた特性をもつ写真測量技術であるが、解決されていない問題もいくつか存在する。例をあげると、

- コンクリート表面上のひび割れの有無の検出にとどまっており、幅の絶対量及び変位の計測にまでは至っていない<sup>2-61),2-60)</sup>。
- ひび割れから漏水している場合や煤や苔などの付着により鮮明な画像を得られない場合、計測・解析が困難である<sup>2-62)</sup>。
- トンネルなどの暗い箇所での撮影の際には、光ファイバやレーザ光などを使用することとなり、低コスト・簡易な手法という写真測量の利点が生かされていない<sup>2-63),2-64)</sup>。

などが課題として残っている。これら既往の写真測量技術に共通することは、ひび割れ自体を画像上で検出しその幅の計測を試みていることである。それゆえに、そのひび割れ自体の検出に独自の画像処理技術を導入しているが、検出できない場合途端にその手法の活用の道が閉ざされてしまう。先述の通り、コンクリート構造物の維持管理の上で重要なことは、変状の進行度合でありその速度である。つまり、ひび割れ自体を検出することが目的ではなく、そのひび割れの両側のブロックの変位を計測することが可能となれば、それ即ちひび割れ幅の変位を計測できることになる。

このような写真測量技術が実用化できれば、多くのコンクリート構造物のひび割れに対して、ターゲットの設置と写真撮影、および汎用性のある解析という簡易的な手法で定時モニタリングが可能となる。

本研究ではこの点に注目し、続く第 3 章において反射ターゲットを用いた新たな画像計測技術の開発と実用化を試みることにした。

## 2.3.2 人工構造物の面的なモニタリングの手法

### (1) 既設構造物の計測

擁壁全体の動態モニタリングについては、擁壁や発電設備を安全に設置しかつ長期に運用していくため、構造物およびその基礎の状況を常に監視・把握（リスクモニタリング）することが重要である。規模の大きい擁壁については、光波測量や水準測量で直接抑える方法が一般的であるが、急傾斜の斜面では安全性の問題や、プリズムを半永久的に設置することは難しい。そのため、固定点を設けずに面的な計測を行うことが望ましい。また地すべりで実施するような地盤伸縮計や傾斜計を設置する例もある。港湾や河川護岸では護岸設備に有孔管を設置して傾斜を計測できるようにすることもありますが、新設の場合には有効であるが、既設構造物の場合には新規にこのような有孔管を設置することは難しく、またコストもかかることから、変状が明瞭でない場合の設置には適していないと言える。

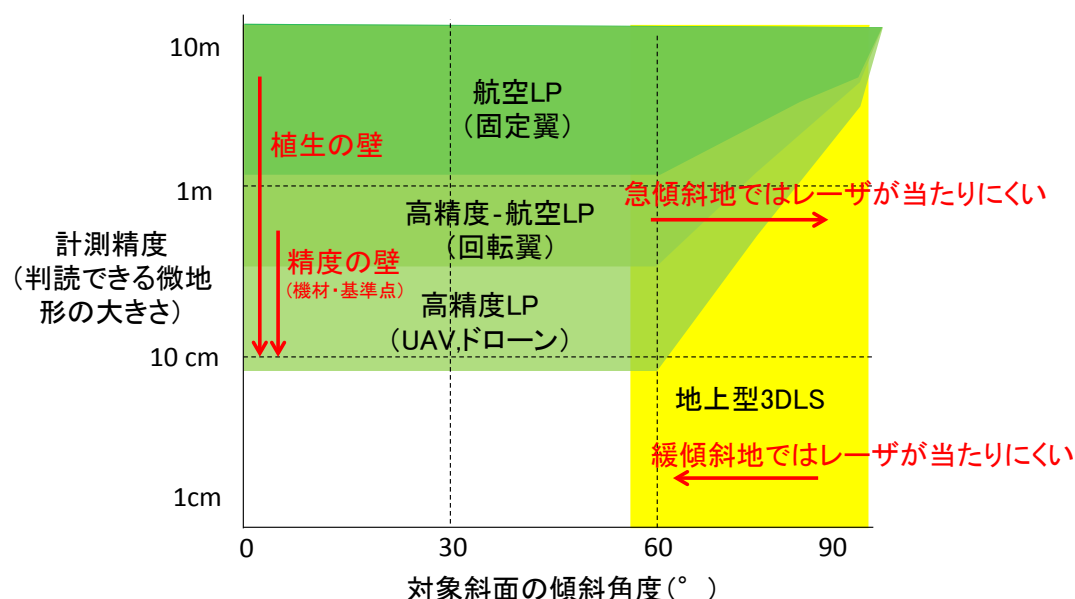


図 2-31 山地斜面におけるレーザー計測による DEM データ作成に関する概念図

(計測速度、植生繁茂状態により計測精度は異なる)

図 2-31 に示すように、規模の大きい擁壁について面的な計測を行うには、既設の手法には課題があるが、航空レーザーや地上型 3DLS、写真計測を用いた手法が着目されている。ただし一般的に擁壁は、傾斜  $40^{\circ}$  前後であるため、航空レーザーではレーザー照射方向の問題から正確な値を得ることが難しい。一方、地上型 3DLS を使用すれば、仰角となるため、レーザーの照射は良くなる。しかしながら、レーザーは計測ごとに、レーザーが同じ場所に照射されるとは限らず、再現性の点で問題がある。また、点群でモデルを作成する場合にも、エッジが不明瞭になるため、形状をマッチングさせる場合に、真値が不明となることがある。

さらに擁壁には長年の経年により植生が発達していることで、これも再現性の不確かさを助長することになる。

なお、計測精度に関しては、土木分野では計測距離が数 m～100m において、一般的には mm 単位の精度が要求されており、他の分野に比べて長い距離で高い精度が必要である（図 2-32 参照）。一般に擁壁の変状を把握する場合、コンクリート膨張収縮を考慮に入れると、計測距離 20m～100m に対して 5mm の精度が必要とされ则认为、この場合、距離精度比は  $2.5 \times 10^{-4} \sim 5.0 \times 10^{-5}$  となる。土木計測分野で  $2.5 \times 10^{-4} \sim 5.0 \times 10^{-5}$  の距離精度比をもつ技術としては、プリズム式反射鏡を標点に設ける光波測距や、目視視準による三角測量などがある。しかしこれらの計測技術では、多点にわたる面的な計測となると、計測にかかる人的・時間的コストも膨大になるため、適用が難しい。

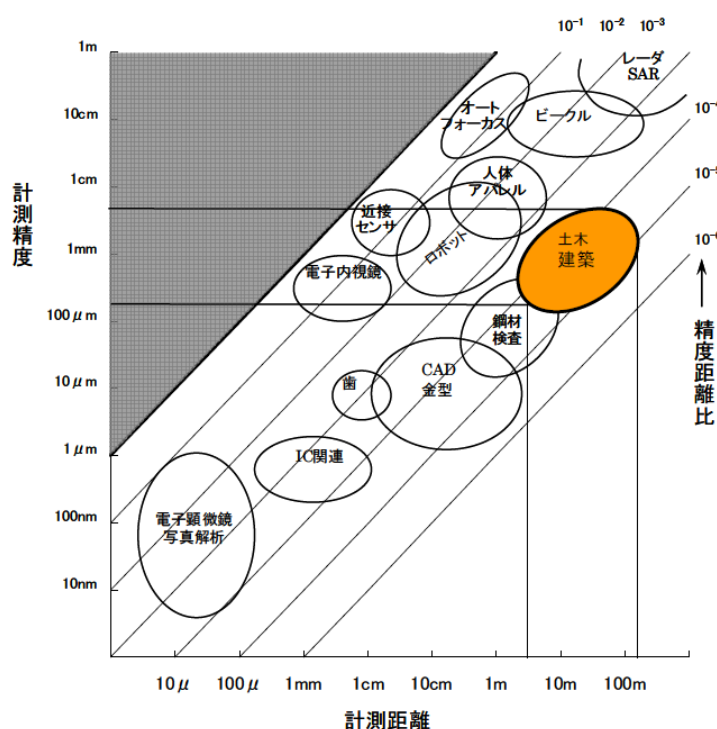


図 2-32 計測距離と精度の両対数関係<sup>2-65)</sup>

(精度距離比＝計測精度 / 計測距離)

このような場合には前述した写真測量技術を活用することもできる。レーザ計測のように点群データによる形状を把握することは出来ないが、固定のターゲットを設置しておけば、多角的、多点の写真撮影によってそのターゲットの座標を求めることができる。デジタル写真測量は、対象物を様々な方向からデジタルカメラで撮影し、パソコンで画像処理を行うことで、対象物の寸法・形状を計測する技術である。画像を用いた三次元座標計測技術は航空写真測量技術として古くから開発され、基本原理としてはすでに確立されている。既存はフィルムカメラを使用していたために現像、焼付け、写真座標計測などに大変

手間がかかり、専門技師によってしか取り扱うことができなかった。しかし、1980 年代半ばからデジタルカメラを用いた画像計測技術が研究され始め、1990 年代にデジタルカメラとコンピュータが高性能化し、かつ安価で普及するようになってから、船舶や航空機、ロケットなどの大型工業製品の形状計測に利用されるようになってきた<sup>2-65)</sup>。また、セルフ・キャリブレーション付きバンドル調整法という手法が開発されたことによって、非計測用のアマチュアカメラが利用できるようになったことも普及を促進した<sup>2-67), 2-68)</sup>。これによって近接写真測量 (close range photogrammetry) または画像計測法 (vision metrology) という分野を築くまでに発展した。

デジタル写真測量の特徴は、対象物の寸法・形状を容易に高精度で計測できることであり、特に多数の計測点を同時に迅速に計測することができるという強みがある。また、電子機器の高速化、大容量化、低価格化に伴い、デジタルカメラで撮影した画像をその場でパソコンに取り込み、短時間で解析することも可能である。このような特徴を利用して、トンネルの内空変位計測に用いられるなど土木分野への適用が試みられ、その成果が発表されている。工業計測と比べて計測条件（撮影距離、撮影位置、計測点設置場所）が大きく異なっているが、斜面への適用実績の蓄積により、これらの課題は克服されつつあり、実用段階を向えている。そこで、続く第 4 章では、構造物およびその周辺に対して精密三次元計測を実施して、その計測・調査技術の適用性を明らかにして、効果的かつ効率的な管理方法を確立する。

### 2.3.3 広域の設置型モニタリング手法

広域の斜面変動に関する動態モニタリングについて、たとえば地すべりの高精度の変位検出は、これまでの国土交通省を中心にした産官学の研究においては、「管理基準値との対応を明確にするための高精度で地すべりの挙動を観測するためには、ボーリング孔を利用してすべり面の挙動を直接計測する手法を最優先とし、その他の地表面の挙動はすべり面の影響がどのように表れたのかを知るための副次的なものとして扱う」<sup>2-69)</sup>こととしている。

すなわち地すべりの動態モニタリングは、まず、地盤傾斜計や地盤変位計といったボーリング内での計測によってクリープ的な挙動をまず把握し、その後すべり土塊全体の挙動を知るための計測手法の選択することにある。

ただし、表層崩壊的な挙動が発生する場合では、ボーリング孔内の計測よりも、表面の変形挙動を把握する手法が選択され、この場合は岩盤の崩壊をリアルタイムに計測する方法を参考に機器が検討されている。このような機材は設置型の機材として地すべり・崩壊の変動を確実に把握することができる。以下にはこの設置型の技術を中心に考察し、ボーリング孔内および表面変位についてまとめた。

#### (1) 地表面を計測するもの

土木分野における従来の計測手法に関しては、(財)道路保全技術センター「道路防災のための計測管理の手引き」<sup>2-70)</sup>において紹介されている表層崩壊、岩盤崩壊および地すべりに対する計測手法を記載する。その他日本道路協会「道路土工 切土工・斜面安定工指針」<sup>2-70)</sup>、(社)全国治水砂防協会「地すべり防止技術指針及び同解説」<sup>2-71)</sup>、(社)地すべり対策技術協会「地すべり観測便覧」<sup>2-72)</sup>に紹介されている計測手法の中から設置手法と計測方法が確立している計測手法を記載する。なお(財)道路保全技術センター「道路防災のための計測管理の手引き」において紹介されている計測手法および機器は、本手引きに基づいてこれまで数10年の間、道路管理者が斜面・法面観測として使用してきたものであり危機管理体制が確立されている。また斜面・法面モニタリングにおいては、降雨量による管理基準値が設けられることが多いが、ここでは水文観測や気象観測は含めず、地表面の変動と地中の変動を観測する手法を記載する。

#### ①移動杭

移動杭は、横断あるいは縦断方向に設置した標柱杭あるいは標尺の垂直または水平の移動状況を測量によって直接定量化する手法である。公称精度：測定誤差は100～500m離れた位置から測定した場合で、実際±2～3mmと考えて対応するように解説<sup>2-73)</sup>されている。

移動杭の適用例および適用限界は、地すべりの変位が微小な場合は、測量機器と測量手法による誤差が含まれるので、他の計測機器と組み合わせて使うのが一般的。公称精度以上の分解能が必要なところへの適用は避けられてきた。測定点を近づけると計測精度は向



上すると考えるが、実際は測定点自体が移動したりするので、精度向上は困難である。

## ②地上測量

地上測量は、見通し測量と基準点測量があり、前者は地すべり地外の不動地に設けた基準点から、格子状に配置した標柱を直線的に視準し、交点付近の標柱の移動方向と移動量を算出する方法、後者は不動地の基準点をもとに標柱の座標を測量で求め、三角測量の原理で経時の移動量と移動方向を求めるもので、測量には高精度の光波測距測角儀（トータルステーション）を用いる。移動杭は広義では地上測量に含まれる。空中写真測量も含む。

三角測量および多角測量にはトランシット(セオドライト)や光波距離計なども用いられたが、現在ではトータルステーション(測距測角儀)が主流である。公称精度は、測量に使用する測量機器は、下記の様に精度によって使い分けられる。

測角儀（トランシット）：1秒読み，0.1秒読み

測距儀（光波距離計）：±5mm以内

測距測角儀（トータルステーション）：1秒読み，±5mm以内

水準儀（レベル）：0.01mm

・測定範囲：3000m以下

数多くの適用例があるが、地すべりの変位が微小の場合は、測量誤差の中に実際の挙動が埋もれる場合が多く、測量結果の解釈が困難となることがある。そのため測量機器固有の誤差を考慮した大きさ以上の移動が生じている現場に、適切な機器を選択して解釈する必要がある。実際は観測者の技術や基準点の移動等によって上記精度が確保できていないことも多く、移動の累積傾向の有無の判断に使われ、いずれかの段階で管理基準値と照査するために他の計測手法と組み合わせられる例が多い。測距儀～ターゲット間の温湿度差などの誤差要因が混入すると、測角誤差も含めて実用精度が劣るため、大気熱による誤差を除くために、観測時間帯を日の出・日の入り前後の時間帯に限定するなどの測定上の工夫による制約が生じる。

## ③測桿

測桿とは、ボーリング孔内にパイプあるいは丸棒を挿入し、一定期間後に引き上げ、ある深度で止まったとき、そこで観測孔が曲がったと判断し、すべり面を確認する。また孔口からパイプか丸棒を吊り下ろして停止した位置で観測孔が曲がったと判断する手法である。

## ④ぬき板および丁張り

ぬき板および丁張りとは、クラックをはさむ2点間の伸縮量を測る手法。木杭や板材と大工道具だけで設置でき、特殊な測定器が要らない。測定誤差が大きく、詳細な移動量の

定量化は困難である。水平移動量と沈下量を測ることができるので応急措置として利用される。

#### ⑤地盤伸縮計

地盤伸縮計は、滑動の代表的な部分に設置して、その値から全体の運動の方向性および移動傾向を知るため、地盤変動によるクラックや段差を挟んで設置し、2点間の距離の伸縮を計測する。公称精度は0.2mmである。適用例は、特に主滑落崖より上部にも後退性の引張亀裂が認められる場合に伸縮計が設置されることが多い。ただしインバー線の伸び方向に直角に近い地盤の動きを捉えることができず一次元的な計測方法である。そのため、地盤の移動方向が推定できる現場にのみ適用できる。地盤の動きが推定できない場合には、測線を交差する方向に設置するなど工夫が必要であるが、基本的には地盤の動きを把握しておく調査を行っていない場合には、計測結果の解釈が必要となる。

なお、地すべり移動体内部のクラックをはさむと、地すべりブロック間の相対移動量が計測できる。伸縮計だけで地すべり全体の絶対移動量を把握するには、頭部から連続配置とする必要がありコストの面で課題がある。また地すべりが予想される現場の側部に設置する場合は、インバー線の伸び方向を地盤の移動方向に近づけて使用する。

計測精度は、過去は記録紙機器での倍率を入れていたが、一般的にはひずみ量を電気量に換算して記録し、伝送することで管理に用いることが多い。精度については0.2mmの分解能を持っているとされるが、これまでの現場での使用例から約1mmの計測精度と考えられる。したがって、従来使用されてきた伸縮計では、潜在的な地すべり挙動を把握するのは困難である。

また現場への適用課題では、移動量が増大すると、インバー線の保護管である塩ビ管のソケットが外れて突発ノイズや誤警報の原因となることが多いため、実際の使用例では活動が活発な地すべり箇所では補修を頻繁に行っている事例が多く、維持管理費を見込んでおく必要がある。

インバー線が長くなると精度が低下するため、実用例からインバー線は20m以内の直線としており、鳥獣の被害の対策を含めて全長を保護している。市販の装置は汎用化されているものは、±10cmの伸びの範囲内であり、累積変位がmオーダーとなる大きな変位量は測定できない。それを超えるものは、土木研究所が開発<sup>2-74)</sup>しているが一般的ではない。

沈下が大きく発生する現場では、インバー線が保護管と接触するので測定が困難となる。積雪があると雪の沈降力や雪のクリープなどによる斜面雪圧が作用するため、豪雪地域では防水・排水を確保しつつ地中ないし半地中の埋設構造とするか、十分な強度で地上部の保護を施すが、實際上測定が困難となっている。そこで、後述する光ファイバを用いたものや、地中に設置するフレキシブルタイプ<sup>2-75)</sup>の伸縮計が開発されている。

誘導雷の影響により機器が損傷する例が多発しており、雷害を防ぐ有効な方法が無いのが現状である。誘導雷は金属製の有線が存在によって生じるので、ガラス製の光ファイバ

により電源供給およびデータ伝送を行うシステムに代えて被害を避ける実用例も多いが、山間部ではデータ伝送用のファイバ網の整備がなされておらず、一般的な使用にはなっていない。また風などの影響を避ける保護管が必要になる一方で、積雪地域では有効な保護管対策の決め手が無い、あるいはメンテナンスに労力を要するなど、改良の余地が多い。地盤傾斜計も地表面の挙動を計測するのに用いられてきたが、使用実績は増えていない<sup>2-76)</sup>のも実情である。

#### ⑥光ファイバ<sup>2-77), 2-78)</sup>

斜面に光ファイバを這わせ、斜面の変位（歪み）を検出する計測法であり、センサと通信線が一体化できるため、光ファイバ通信網を利用すれば遠隔地にある現地事務所等から複数の斜面を一括して、モニタリングシステムの構築が容易である。光ファイバによる計測のうち、現状で代表的なものは B-OTDR (Brillouin Optical Time Domain Reflectometer) 法、FBG 法 (Fiber Bragg Grating) 法、MDM (Macro Distortion Monitor) の 3 種類である。B-OTDR 法 (Brillouin Optical Time Domain Reflectometer) は敷設した光ファイバに光パルスを発光し、歪を受けている部分で発生する後方散乱光（ブリルアン光）を捉え、発光した光パルスと比べてシフトした周波数の大きさを歪み値として検出する方法である。歪みを受けた位置は反射光の受光時刻から求められる。光ファイバに加わる任意の場所の歪み分布の連続計測が可能である。計測器による分析時間が最低でも 5～10 分程度必要であるため、崩壊速度が早いと微少な変状過程を捉えきれない場合がある点が問題である。

FBG 法 (Fiber Bragg Grating) は敷設する光ファイバに予め反射光が発生する一定間隔（ブラッグ波長）の反射面（約 2000 個/mm）を作成し、歪みを受けたときにブラッグ波長がシフトする大きさを歪み値として検出する方法であり、B-OTDR に較べて高精度で歪みを測定することができる。但し、光ファイバケーブル 1 ラインに取り付け可能なセンサ数は 10 個程度までのため、広範囲（多点計測）になる場合、線量の面で煩雑になる。

MDM 法 (Macro Distortion Monitor) は光ファイバの屈曲率と透過光強度に一定の関係があることを利用し、光ファイバの湾曲部の透過光強度の検出により変位を測定する。

光ファイバは図 2-33 に示すように電磁誘導の影響を受けない、センサ部の電源が不要である、方法によっては点・線・面的な計測により、小～広範囲なエリアを面的に計測することができ、遠隔地より複数の現場を一括管理できるというリアルタイム性を併せ持つといった点が利点である。しかしながら、特殊な取り付け治具の工夫が必要であり、B-OTDR は 1 次元の伸縮の検知であるため地盤の動きの方向に配線する工夫が必要などのノウハウが要求され、さらに温度変化により光散乱が変化してデータがばらつくために、温度補正用の光ファイバ等を設置して補正するが、この較正が現場ごとに大きな労力になって計測精度に影響する問題が付帯することが大きな欠点となっているため、実績が増えていないのが現状である。またコスト従来の伸縮計と同等を目指して実現もしている<sup>2-76)</sup>が、実際

には特殊な技術であり汎用性はなく，計測値もブラックボックス的な処理が必要とされるので，普及するにつれて計測に要するコストダウンが進展することはなく，現段階での汎用的な活用は困難である．

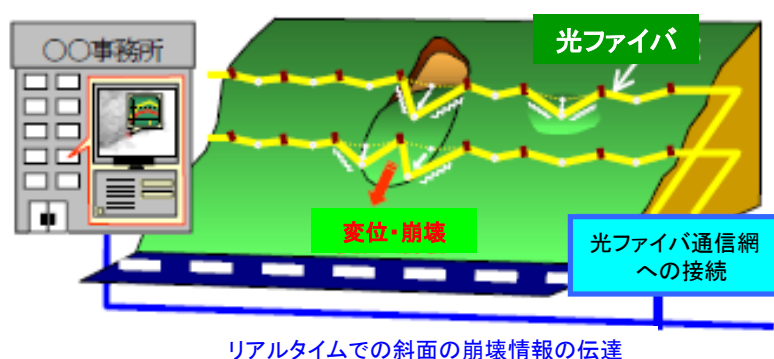


図2-33 光ファイバセンサによる斜面モニタリングシステムの概念図

#### ⑦地盤傾斜計

地盤傾斜計は，一般的にはコンクリートベース上に設置した高感度の 2 本の気泡管を直交方向に固定して，地盤変動に伴う傾斜変動を計測する．これは水管式と称されるものであり，サーボ式加速度計，差動トランス式およびひずみゲージ式も用いられる．公称精度は 1 秒である．

適用においては，非常に高感度である一方，測定原理の関係から $\pm 1$ 度以上と変動量が大きくなると測定範囲外になるので，限られた場所での使用となる．地盤の傾斜を計るので，地盤の運動を見誤って設置すると，実際とは異なる計測結果の解釈となる．具体的には，円弧すべりの末端部，平面すべりや複合すべりの頭部と末端部，小ブロック化した土塊上では，観測結果に累積性が見られない，または変動の方向が斜面の傾斜方向に一致しないという結果になる．そのため，地盤の運動をあらかじめ把握できているか，多数個の設置により地盤の挙動を見誤らない措置が必要となる．また明確な累積傾向が見られても，谷側への傾動と表土のクリープや亀裂性岩盤のトップリングによる傾動の区別が困難となる．このため，傾斜の変動量だけで地すべり変動を判断するのは困難である．

また次の箇所のような事例では設置しても計測結果の解釈が困難と考えられている．表層が不安定な箇所，2 次的な小崩壊が生じる現場，急傾斜地と急傾斜地の肩部，亀裂やガリー近傍，大きな樹木が近傍にある場合，大型車両の通行による振動などが伝播する現場．上記のような設置場所が限定される理由に加えて，設置するのに技術を要し，安定した結果を得られるまで 1 ヶ月近く必要となる，観測機器の維持管理に労力を要することから導入される例が少ない．特に手動式の場合は，数日間隔での計測が必要となり計測費が高くなる，機器が外気の影響を受けるのでそれを調整して補正する技術が必要になることで結局はコストが高くなるため，差動トランスや磁気誘導による計測を導入した自動計測器による計測に切り替えるのが主流となっている．これらの理由を背景に，現在では地盤変動

内の構造物の安定性の確認，小規模の変動を対象にして設置が容易な地盤への適用，手動の場合は連続観測を行わずに一定期間ごとの計測によって累積の変位量がどうなっているのかを考察する手法の適用が主流となっている。

⑧GPS, GNSS<sup>2-79), 2-80), 2-81)</sup>

GPS による法面監視は全国で導入が進んでいる。低価格化とデータ処理による高精度化の対応で，地すべり地帯での計測例が増えている。前述の課題である三次元，多点計測という項目に対処することが可能であると期待されている。なお，GNSS(Global Navigation Satellite System / 全球測位衛星システム)は，GPS, GLONASS, Galileo, 準天頂衛星(QZSS)等の衛星測位システムの総称を示す。全地球測位システムとは，人工衛星を使用して地上の現在位置を計測する「衛星測位システム」のうち，全地球を測位対象とすることができるシステムのことである。

現在，29 個の GPS 衛星が地上約 20,200km 上空を約 11 時間 56 分 4 秒毎で周回している。これを利用して図 3-34 のように GPS 測量を行う。GPS は観測点に設置された受信機が GPS 衛星からの電波を受信し，各衛星からの距離を算出することで観測点の位置を決定する観測方法である。受信機の座標(x,y,z)は 3 個の衛星で求められるが，時計に誤差があるので未知数は(x,y,z,t)の 4 つである。従って，最低でも 4 個の衛星が必要となる。斜面動態観測に広く用いられているのは相対測位である。相対測位は 2 台の受信機が使える場合に可能となり，片方の位置座標は既知で，この点に対する他方の点の位置座標が決定される。すなわち両点の間のベクトル（基線）が決定される。相対測位のうち，現在測量に主として用いられているのは数 cm の精度で計測が可能となる搬送波位相観測による相対測位方式である。搬送波位相観測とは搬送波にのせられたコードを測定するのではなく，搬送波の位相を直接計測する方式である。基線ベクトルの処理を行うためには，基線の両端点で同時に観測される位相が必要である。開発当初，相対測位はデータを後処理することで行えなかったが，近年汎用されるようになった短い基線でのリアルタイムデータ伝送技術により基線ベクトルをリアルタイムに計算することが可能となり，これが RTK（リアルタイムキネマティック）-GPS 方式を生み出した。RTK-GPS 方式はキネマティックな相対測位によりリアルタイムに測位結果を得る方式である。‘キネマティック’とは観測場所が動いていることを意味し，観測場所が静止していることを意味する‘スタティック’と区別される。また，‘リアルタイム’とは，測位計算結果が現場で直ちに，あるいは観測点にいる間に得られることと定義され，実際の観測の後にデータが処理される‘後処理解析’と区別される。RTK-GPS 方式は移動する物体の位置を瞬間ごとに決定し，移動体の位置をリアルタイムに把握することができる方式である。また，測量精度は水平方向に対して 5 ～10mm+1ppm×基線長，上下方向に対して 10～20mm+2ppm×基線長といわれている。

GPS 計測の最大の問題は，低コスト化を図るために計測機器を 1 周波観測のものにしていることである。人工衛星から送られてくる電波には，1(1575.42MHz)と，L2(1227.6MHz)



の2種類がある。このうちのL1のみを使用するのが1周波観測，L1/L2の両方を使用して観測するのが2周波となる。1周波は $1\text{cm} + 2\text{ppm} \times D$ ，2周波は $5\text{mm} + 1\text{ppm} \times D$ （ $D$ ：基線長）であり，1周波の精度劣化をトレンドモデルというノイズフィルタで補うことである。特に鉛直方向の精度は全く確保できない状況で，データ処理の結果±数mmが検知できるとされており，この処理が前記Shamen-Netという会社へデータを送信して始めて可能になるが，三次元変形の検知は不可能であると考えられる。このデータ処理のブラックボックス性のために，高精度の計測が実現できていると報告されているが，実際取得したデータはトレンドによる把握ができていないものの直接得られた三次元データ個体では信頼性が高いとは言えない。また導入する解析処理の性質上，時間遅れと追随性が良くなく，崩壊性の挙動のように変位速度の速いもの，あるいはクリープ変形のように緩慢で微小な変位を検出するのは不可能である。その一方で，高精度の2周波の計測装置は，やはり1台数万円程度のコストが必要になる。高精度化と低コスト化は両立せず，2次的に明瞭な変形が確認された状態での観測に対応する手法と考える。

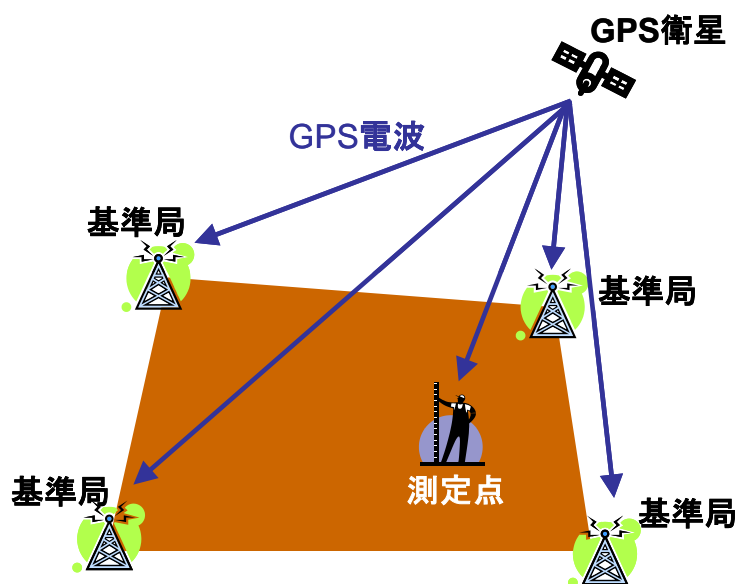


図2-34 GPS測定の概念図

⑨ AE 計測手法<sup>2-82), 2-83)</sup>

AEとはAcoustic Emissionの略で，物質が破壊するさいに発生される弾性波を捉えることで，地すべりの挙動を把握しようとするものである。この技術が最も期待されているのは，鉱山における山はね現象の予兆であり，その実績は多く報告されている。また地下発電所のような大規模地下空洞開発時の施工管理として断層面あるいは空洞の挙動を把握するために使用されてきた経緯がある。前記，改善項目の三次元計測や多点同時計測を満

たすものではないが、弾性波の受信機を孔内で計測する手法なので、地表面の変位からすべり挙動を解析する間接的な手法ではなく、また受信機自体がすべり面に直接接触していても遠隔から信号を捉えることができるので、すべり面の動きを直接モニタリング手法できる方法として、斜面の計測技術を統括する報告などでは、必ず取り上げられる手法である。断層の緩慢な挙動も捕捉してきた実績から、地すべり面の挙動も予測できると期待されているのであるが、得られる信号は弾性波の振幅、発生回数が主である。したがって、すべり量やすべり地帯の変位を直接計測するために、それら信号情報とすべり挙動を結びつける研究が今も続いている。周波数解析などを試みる研究もあるが、現場ごとの校正が必要になるので、あまり他の現場例は参考にならない。他の計測機器で得られたデータが、地すべり面ですべり挙動が発生したことによるものと裏付けるための計測手法である。その判断には、最適な手法の一つとして位置づけられる。

#### ⑩ 拡散レーザ変位計 2-84), 2-85)

拡散レーザ変位計は、レーザ光発信源と反射板を斜面に設置し、その間の距離（基線長）の変化を検出する地盤伸縮計の代替技術である。1次元的な計測であり、コストも地盤伸縮計と同等を目指しているので、前記改善点に対応するものではないが、地盤伸縮計は管理基準値が実績に基づいて明確であり、それを利用する利便性を考慮して、従来の地盤伸縮計の欠点を改善するものとして期待されている技術であるため、今後も新技術の紹介事例では必ず引用される手法である。従来の伸縮計の欠点は、地表伸縮計」を用いた変位監視装置では、以下のとおり運用上の課題が2点ある。インバー線（ワイヤー）に保護管が必要なため、危険な斜面内での設置作業に時間がかかる。ほとんどの伸縮計が、インバー線の繰り出し長が1 m以下というショートスパン（1機種のみ最大で4 m程度）であり、斜面の移動量が大きくなると何度も設置替えが必要となる。その他に、基線長が長い場合でも高低差があると設置し難いなどの問題点があり、結果の解釈がわかり易い実績のある手法原理を改善して計測したいという要求から開発されているものである。レーザ光線は出力を大きくすれば、スポット径が遠距離の計測精度は向上するが、人体への影響などを考慮して法律的に規制がある。これは航空レーザ測量でも同じ状況であり、そのため精度向上には工夫を要するが、スポット径の直径および光線の拡がり角度を大きくすることで、見通しの良好な現場では、雨や雪の影響を受け難い計測が可能になる。基線長50 m以下で±0.2mmの精度で計測が可能であるとの学会誌上での報告がある。実際には地盤伸縮計と同程度の精度は確保できると考えるが、反射板の耐久性を含めて機器の耐候性、耐久性に対するメンテナンスのことを考慮すると、まだ研究開発は必要であり、本格的な導入には実績を積む試行が必要であると考ええる。

## ⑪電波位相計測法<sup>2-86)</sup>

電波位相計測法は、特にダム湛水池斜面に導入されている計測法である。ダム湛水池に導入が進んでいるのは、GPSが北側斜面では衛星の電波の受信状態が悪く導入を図れないこと、拡散レーザ変位計でも基線長が長くなり対応できない場合があること、光ファイバのような1次元の変位ではなく三次元変位が計測したいこと、などの要求を満たすものである。

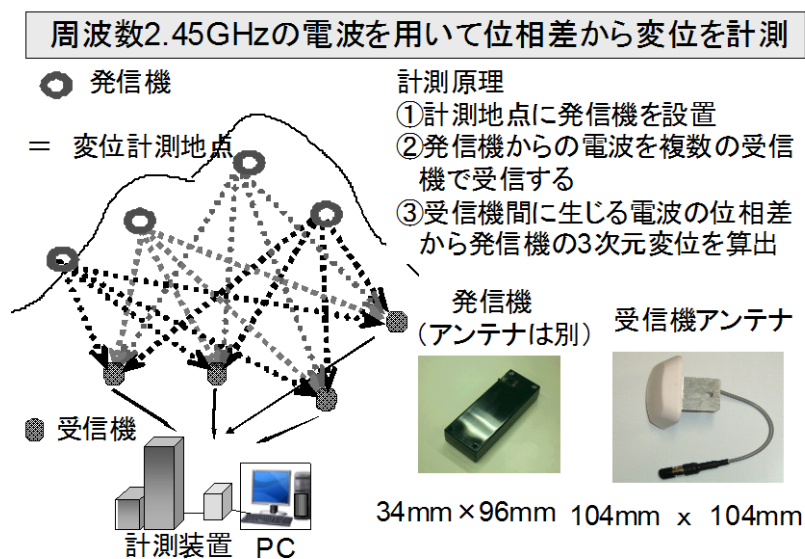


図 2-35 電波位相計測法の概念

電波を利用して位置を計測する手法には前述の GPS があるが、GPS が人工衛星からの電波を受信した受信機の変位を求めるものに対して、本手法は図 2-35 に示すように斜面上に設置した発信機の位置を周囲に配置した受信機で求めるものである。GPS は発信機と受信機の間が約 20,200km 離れていることに起因する衛星や受信機の時計のばらつき、観測データにのる衛星の軌道誤差、対流圏による信号遅延、電離層による信号遅延、あるいはマルチパスによる精度劣化のため検出される精度が限られる。本計測システムは発信機と受信機を共に地上に設置するので、信号波が擾乱されにくく高精度の計測が可能である。すなわち、GPS が何万 km 離れた送受信機で cm の精度を確保できるならば、地上に設置した送受信機では数 km 離れていても mm の計測が可能になるという発想である。斜面・法面上の変位を計測したい箇所に発信機を設置し、これらの電波を少なくとも 3 個の固定された受信機で受信して当発信機の位置を求める。受信機が受信する発信機の数には制限がなく、本計測システムの発信機は乾電池で稼働させているが、計測のタイミングは発信機から受信機に指示して行うため省電力化ができ、この計測のタイミングを考慮すれば数年間メンテナンスフリーが可能である (図 2-36 参照)。

受信機の配置を工夫することによって、発信機の変位を三次元方向に分解することが可

能であり，受信機によって取り囲まれる範囲内に発信機を多数設置することによって，斜面の局所的な挙動をリアルタイムにモニタリングしている．なお，コストに関しては地盤条件によるが光ファイバ，拡散レーザ計測は地盤伸縮計，GPS も地盤傾斜計とほぼ同等のコストと考えて良い．

またダムアバット付近の斜面の安定性を検証するような場合には，基準点自体の不変性が問題になることがあるが，本計測では，電波受信側の検証も可能であり，クロスチェックに有効であると考ええる．

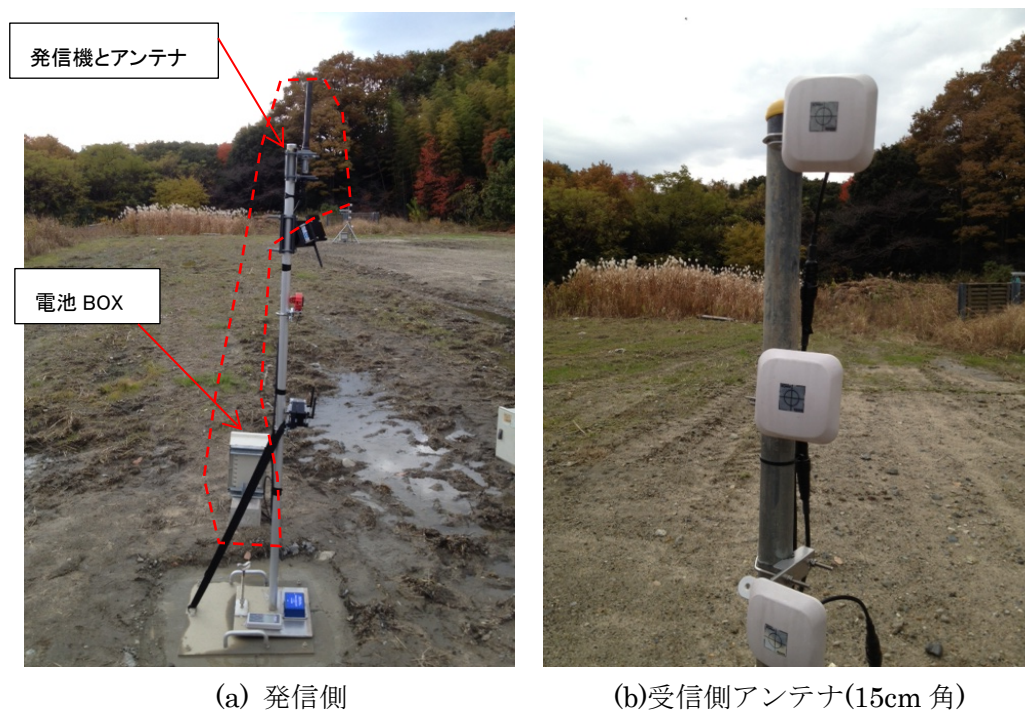


図 2-36 現地に設置した発信機と受信機の例

## ⑫MEMS センサ 2-87)

MEMS (メムス, Micro Electro Mechanical Systems) は機械要素部品, センサ, アクチュエータおよび電子回路を一つの基板上に集積化したデバイスであり, データを無線配信する機能も一つのチップに集積される. MEMS センサの利点は, 数多くの機器を配置させることが可能である. 特に転石群など落石崩壊源が密集するような箇所に安価で簡便な MEMS 設備を設置することで, 安全管理に期待されている. 図 2-37 は, 傾斜計の MEMS センサの例であり, 微小電力無線の場合は 100m, 特定小電力無線の場合は 1 km 遠方の受信機にデータを通信させることが可能である. 前者の場合は乾電池で, 後者の場合は太陽電池仕様の電源でメンテナンスフリーのセンサが製作可能である. 受信機は多様電池駆動なので, 同じくメンテナンスフリーで, 受信機からさらにデータが携帯電話などに配信されるため, 完全な無線化システムが構築可能である. 図 2-38 に示すように機材は小型であるために, 近年では法面の崩壊のモニタリングに適用される事例<sup>2-88)</sup>も報告されており今後の活用が期待できる. ただし電波の到達範囲, 特に濃い植生での環境下での事例などでは障害が発生する可能性もあるため事前の綿密な確認が必要である.

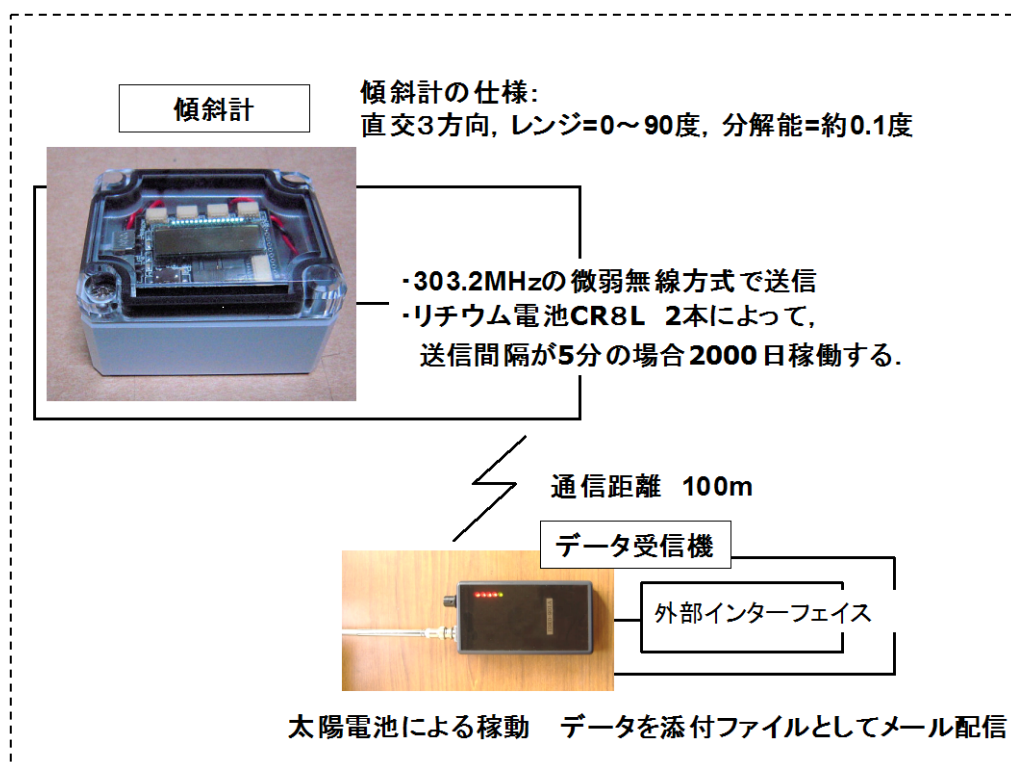
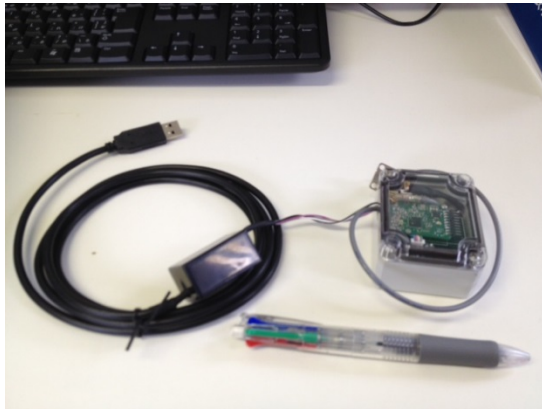
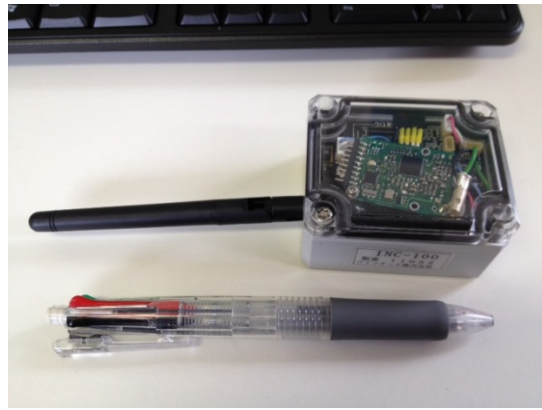


図 2-37 傾斜計を組み込んだ MEMS センサの概要図





(a) 受信機一式



(b) 発信機 (傾斜計, 温度, 無線機)



(c) 受信アンテナ (ある程度の障害物があっても受信可能)

図 2-38 MEMS センサの機材

## (2) 地中の変位を計測するもの

### ① 挿入型傾斜計および設置型傾斜計

挿入型傾斜計および設置型傾斜計には 2 種類の設置タイプがある。設置型については、ボーリング孔内に設置した硬質塩ビ管 (VP 管) やアルミケーシングの特定の深度に傾斜センサを固定し、その箇所におけるパイプの傾斜を計測する。傾斜センサには、ひずみゲージ式、サーボ式加速度計、差動トランス式、静電容量式および振子式などがあり、測定範囲および感度が大きく異なるので、測定目的や測定規模や地すべりの活動度などを考慮してセンサを選択する必要がある。

挿入型は、ボーリング孔にガイド付きのアルミケーシングパイプを不動層まで埋設して地山と一体化させた後に、傾斜センサをパイプの溝に沿って挿入して、各深度でパイプの

傾斜を測定する。すべり方向と、それに直交する方向の変位が計測できるので、移動方向も推定できる。公称精度は、高精度のもので 1/100mm (0.1 秒) の分解能をもつ。また測定範囲は、±30 度までの変化を捉えることが可能である。

適用例では、一般に測定による誤差は 3mm/10m (測定区間) 程度と高精度であり、原理上耐用年数もひずみ計より長く使用できることから、緩慢な地すべりのすべり面検知や、潜在性の地すべりの長期観測に有効であると考えられ、これまでの適用実績は多い。なお挿入型は自動化された装置もあるが、設置が大規模になり電源設備も必要であることから、山間部で使用されることはない。そのためリアルタイムに滑動開始や停止の判定が出来ない欠点がある。また測定範囲が狭いことから、移動量の大きな地すべりでの測定に問題が生じるため、この問題が発生する現場には他の計測機器、例えば地中変位計などを併設する。

多数の設置型孔内傾斜計を連続的に設置するのは、費用対効果の困難があるために、設置型の実績の多くは地すべり面を含めて数箇所ですべて計測する場合である。

設置型はガイドパイプの変形が大きくなっても挿入型孔内傾斜計と異なりプローブを回収する必要がない利点があるが、傾斜計の測定範囲を上回る傾斜では計測不能となるために、あらかじめ測定範囲を選定して用いられる。

地盤の移動以外の要因で孔口が変形しないよう配慮が必要であり、実際は長期観測をすると、この変形の問題が発生している場合が多い。その関係で埋設型の方が安定した精度を得ている報告例が多い。

ガイドパイプ挿入とグラウトによる埋め戻しの確実性から、実用上の深度は 50m 程度が限度である。特に挿入型において計器の選択によっては、温度条件によって測定値が変化する場合が報告されている。微小な変位を捉えるときは、測定条件を統一する留意が必要である。近年は、各傾斜計をネットワークで結んだ多段式の傾斜計開発・実用化されている。

## ②パイプひずみ計

パイプひずみ計は、塩ビパイプの外周に直交する 2 方向、または 1 方向のひずみゲージを 0.5~2.0m 間隔で貼り付けものをボーリング孔に設置し、ゲージの電気抵抗の変化からすべり面および変位を測定するのが一般的である。ひずみの感度は、 $10 \times 10^{-4}$  である。

適用例は、高感度であることから、すべり面付近の微小な変動を検出する場合に用いられてきた。大きな移動量が発生した場合は測定できないので、大変形の移動が予想される場合は避ける。規模の大きな地すべりにおいて、計測深度が深くなるとひずみ計の点数とリード線の本数が増えるため、ボーリング口径が小さい場合は設置が困難となる。パイプ自身の重量でパイプにたわみが生じることも避けるため、ゲージ間隔が 1 m の場合は深度 30 m が限度である。

地下の湿度によってリード線の耐久性やゲージの絶縁劣化が避けられず、耐久性に限界がある。メッキや 2 重被覆などの工夫も試みられるが、実際は 1~3 年の耐久性であり長期

観測やクリープ現象を主体とする緩慢な地すべり滑動の検知には不適である。

測定値の変動が顕著であっても、累積傾向のないものはすべり面と判定できないと考えられる。一方、ひずみ量が小さい場合でも、累積性のある深度はすべり面の可能性が高く継続観測が必要であると考えられている。

地下水観測孔と併用される場合、孔壁との間は透水性を確保するため砂充填されてきたが、砂詰めの不十分さから計測値がばらつくなどの状態が現れる例が多い。

### ③孔内伸縮計

孔内伸縮計は、孔内に固定したワイヤの引き込み量を地表で計測して、変位傾向を概略的に把握する手法である。公称精度は、0.5mmである。

適用例は、ガイド管内を充填する方法、地すべりのすべり面以深のみを充填する方法が取られるが、せん断変位が生じている現地に適用され、クリープ変形やトップリング型の変形には適用されない。

すべり面の位置が明確な場合に使用する。大変形などでガイド管の変形が生じて観測不可能になった場合の孔内計測手法の代替の手法としての例が多い。大変形が予想される場合は、あらかじめ他の孔内観測機器と併設されることも多い。

ワイヤの固定が不十分になり、計測困難になる例が多く報告されている。これは本原理を利用する観測手法に共通した問題である。

### ④層別沈下計

層別沈下計は、不動層に固定したアンカーと地上まで連結されたロッドを基準に、孔内に設置した計器の沈下および隆起をポテンショメータによって計測する手法である。公称精度は0.2mmである。

適用例は、地すべり頭部での沈下、地すべりの発生によって層厚が減少する場合の見かけの沈下が発生する等の場合、孔内式計測はガイド管が圧縮され、孔内傾斜計が観測不能になることがある場合に、この沈下計を設置することが多い。沈下計測には、他にスライディングデフォメーター、スライディングマイクロメーターおよび孔内伸縮計が利用される。

### ⑤多層移動量計

多層移動量計は、地中の各深度に固定したワイヤを地上に誘導して一定の荷重で引っ張っておき、ワイヤの引き込み量を地上のステンレスメジャーで測定する。ワイヤをガイドパイプに取り付ける場合と、塩化ビニル管内に取り付ける場合がある。公称精度は、1.0mmである。

適用例は、測定範囲が大きいことから、パイプひずみ計や孔内傾斜計に併設して、大変形によりそれらが計測不能となった後の移動量の計測を行う例が多い。

実際の計測精度は高くないため、微小な変形系測定の場合はひずみゲージ型を使用する

例もある。深度 25～40mまでが一般的な測定範囲。深度 100mまでの実績がある。また 0.5～2mの範囲で測定点間隔を選定できるが、多くの例は 1 m間隔としている。

自動化が容易にできる利点がある。ただしパイプ内に設置した場合や砂詰め部に設置した場合には、計測ワイヤと保孔管ないし孔壁との間のクリアランスにより初期無感帯が生じるため、緩慢な地すべりや潜在性の地すべりの計測が困難になる。設置点数が少なければ、被覆されたワイヤの先端にアンカーを着けて、ボーリング孔内に直接グラウトで固定し、無感帯や抜け上がりを防止することも行われる。保孔管の抜け上がりが生じることが実例では多く、地すべりの移動量よりも小さい変位量しか計測されないことが多い。

### (3)設置型のモニタリングのまとめ

この代表的な従来の手法を採用した実績例から抽出される改善点は、次のように考える。

- ・ 三次元計測：斜面の全体的な動きを正確に捉えるためには斜面の 1 次元あるいは 2 次元の変位のみでは不十分であり、三次元変位を捉えることが必要である。
- ・ 多点同時計測：危険予測箇所の観測のみに対処するのではなく、広範囲に連続して連なる地盤の動きを同時に、面的に捉えることで災害を予測することができる。また、斜面における計測データは点や線の情報であるが、この値を全体的な空間と時間の場に拡張し、さらに、直接の観測情報で補完することでデータの妥当性を補完しながら斜面の安定性を総合的に評価するような計測法が必要である。
- ・ 耐天候性（落雷・温度）に優れた計測手法：自然界に存在する斜面は雨、風、霧、雷、高温にさらされる精密機器にとっては過酷な状況にある。実際の運用面では、落雷によって破損する機器が多く、災害の多い日本では、計測システム自身が災害に強いことが要求される。また機器の使用年数も期間が長いことが要求され、その期間中のメンテナンスに要する人的、金銭的コストの低減化が実現できていることが必要になり、この項目が同時に要求される。

これらの改善点を要求するものとして、設置を行わない形での計測手法が注目されている。ただし一つの計測法だけですべての条件を達成するという方向ではなく、一つでも改善するものがあれば実用面で試行が行われている。

## 2.3.4 広域の非設置型モニタリング手法

広域の非設置型のモニタリング手法は、設置型のように計測機器を配置する必要がないため、あらかじめ対象箇所を抽出しておく必要がない点で、本研究の目的に適合している。本項では、広域を対象とした非設置型の計測技術として、衛星を使用したモニタリング手法と、航空機および地上固定型によるレーザ計測手法について述べる。

### (1) 衛星を用いたモニタリング

地球観測衛星の利用は、空中写真のように光学センサからの画像を利用する手法と、リモートセンシング技術の一つである合成開口レーダ（SAR）による計測データを利用する手法がある。ここでは、後者の技術について述べる。

SAR は人工衛星から電波を放射し、地表からの後方散乱波を画像化する手法である。空中写真との相違は、光学センサの利用ではないので夜間や雨天でも観測が可能である。同一の場所に対して 2 回の観測を実施し、それらの差を取ることを干渉と称し、そこから得られる距離差の情報から地すべり情報を得るのが干渉 SAR である。利点は、数 10 km 四方の広域を観測機器の設置無しで観測できることにある。

干渉 SAR を使った地表面の変位の計測技術は、理論的には実用に供されるものが早くから開発されてきた。近年になって注目されてきたのは、地すべり観測に用いるのに適した波長のレーザを搭載した衛星が 2006 年から稼動したことにある。これは波長 24cm の L バンドと称される帯域で、精度的には波長 6cm の C バンドや、さらに短い X バンドが有利であるが、植生での反射によって地表まで電波が到達しない。一方、L バンドは植生の影響を受けにくい特徴があるため、本手法の地すべりの観測を対象にした情報としては、2006 年以降の L バンドの利用が参照すべきものと考えられる。

このような背景のもと、地殻変動の検出に関しては 2006 年以前の C バンドで計測されている時代に確立された計測理論を用いて、L バンドでの計測を行っている事例が多い<sup>2-88)</sup>。文献等で地すべり観測を対象にする場合は、衛星「だいち」（ALOS, Advanced Land Observing Satellite, エイロス）に搭載された PALSAR（フェーズドアレイ方式 L バンド合成開口レーダーというレーダーの種類）を応用しているものが、最先端の観測データを提供している。PALSAR は、1992 年に打ち上げられた JERS-1（ふよう 1 号）衛星に搭載されていた合成開口レーダー(SAR)の改良型センサであり、観測領域の天候や時間帯に影響されことなく、地球上すべての地域を 5 日以内に観測することができる。高分解能モードでは 10m の分解能で、従来の合成開口レーダーの 3~5 倍に当たる幅 250~300km の広域の観測が可能である。

しかしながら、原理としては衛星と対象物の距離の変化を見るものなので、3 成分を同じ精度で観測することは困難であり、2 次元の計測と考えて良い。また、衛星の性質上、大気位相遅延補正や地形縞の除去、使用するシーンの組み合わせ技術に習熟したものが必要で、

精密計測が常に保証されるわけではないことにも留意が必要<sup>2-89)</sup>で、計測精度はcmレベルと考えておく必要が在る。さらに衛星の性質上、時間的な分解能には衛星が周回軌道回る速度に限定され、連続観測ではなく、2回の計測の差を観測することから必然的に46日（平均は23日、緊急時で8日）ごとの観測となる。地すべり観測については、実際には地殻変動のような長期的に広域の変動を捉える場合に利用するものと考えられる。

解析精度はCバンドでは約100mの空間分解能を約1cmの変動精度で検出する技術<sup>2-91)</sup>、<sup>2-92)</sup>は学会誌上で発表している。しかし、波長が異なるLバンドでは、各種要因に対する補正、修正技術が確立されていないと、cmオーダーの変化量を常に捉えるには至らない<sup>2-90)</sup>が、大気の水蒸気による位相変動はまだ開発途上である。また、PSInSAR (Permanent Scatters InSAR)<sup>2-90)</sup>という手法で、高精度で地表変動を捉えることが可能にはなっているが、まだ精度を常に保証できるものかどうかは実例が少ない状態である。

現在の技術では、地殻変動のような変状検出<sup>2-93)</sup>、<sup>2-94)</sup>、<sup>2-95)</sup>、<sup>2-96)</sup>は、水準測量結果と比較して同様の傾向が把握できたと示すに留まっており、Lバンドで地すべり挙動を定量的にcmで検出したという実例報告はなく、広域を対象に地すべりが発生している現象を把握できるというのが実情である。

近年では17GHz地上設置型合成開口レーダーの活用が試験的に実施されており、平成20年岩手・宮城内陸地震で地すべりを発生した荒砥沢の崩壊の活用例<sup>2-97)</sup>もあり、徐々に活用が広がっている。ただし、地上型の設置の場合には、後述する地上型の3DLSと同様に機材の配置条件などに制約がある。また、干渉SAR解析により確認された変動縞から、斜面変動範囲を推定する手法について検討も行われており、実際に斜面変動が発生し、かつ斜面変動の発生前にALOS/PALSARデータの干渉SAR解析によって変動縞が現れていた10事例を対象として検討を実施し面積比において33～67%の的中率が報告されているが<sup>2-98)</sup>、変動量との比較は実際されていないなど、概要調査の領域であると考えられる。



## (2) 航空機によるレーザ計測

航空レーザ測量は、1990年代から活用された手法であり、航空機に搭載したレーザスキャナを用いてレーザ光を地上に照射し、地上で反射するレーザ光との時間差より得られる地上までの距離と、GNSS(全地球航法衛星システム)および、IMU(慣性計測装置)から得られる航空機の位置情報より、地上の標高や地形の形状を精密に調べる測量手法である。植生の枝葉の隙間を通過したレーザ光により、航空写真では確認できない植生下の地形を詳細に把握できることから、砂防や地すべり地調査に利用されてきた。近年では特に、地すべり地や深層崩壊の危険性のある斜面の微地形を判読について、単に地形を視覚的に判読するだけでなく、斜面の傾斜量と開度を組み合わせた表現方法や実体視判読が開発され、より詳細な微地形情報を得られるようになった。一方、土木構造物における周辺斜面の地質リスクを把握するためには正確な地形情報を取得することが重要である。一般的な地上測量では、転石のような数メートルの小規模な起伏や、落石の発生源となる急崖においては、測量時の安全性確保の問題や植生の影響により測点が少なくなり地形図としての精度が低下する。そのような状況で、レーザ計測では、植生の繁茂状況や急斜面に対する照射角度の制約があるものの地表面の形状を正確に捉えることが可能であるとされ、**図 2-39**に示すような三次元点群データから落石や落石群の判定への活用が進んでいる<sup>2-99)</sup>。

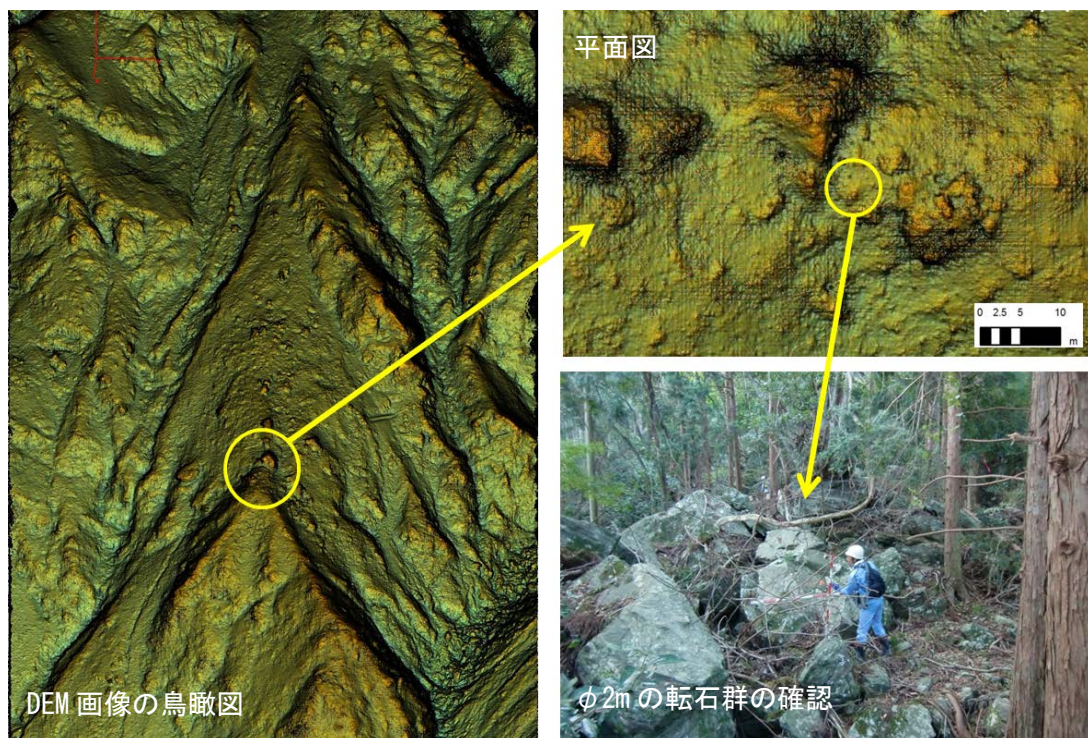


図 2-39 約 2mの転石の検出事例<sup>2-99)</sup>

最近では多時期の取得データから、変動する斜面を定量的にモニタリングできるため、大規模な地すべり地のメートルオーダーでの差分解析や変位量の把握が行われている。山地における湖岸及び送電設備のリスク管理の一つとして、斜面の崩壊地に対して高密度航空レーザ測量を多時期に実施することにより植生及び地形の時系列変化を捉えた報告がなされている<sup>2-100)</sup>。

しかしながら、センチメートルあるいはミリオーダーでの地すべり等の斜面変動を把握することは難しいのが現状である。一方、最近の小型の無人ヘリコプタの開発・普及とレーザ計測装置が高精度かつ安価となることにより地形データの取得がより容易になり、活用機会の増加が促進される可能性が期待できる<sup>2-101)</sup>。

### (3) 地上型三次元レーザ計測

地上据え置き型のレーザスキャナは、最大数 100m 以内の三次元点群データを取得できる計測機器として注目されており、多くの分野で適用が検討されている。土木分野においては、地形計測や土木構造物の形状の取得であり、通常トータルステーションをもちいた平板測量として、多大な労力を必要とするが、この地上型レーザスキャナを用いることで、急傾斜地や鉛直の壁面などの計測現場に接近することができ従来は困難な地点においても大量の三次元点群データを取得することができる。

三次元レーザ計測の原理については、機材から 1 秒間に数千発のレーザがパルスとし照射され、そのパルスが地物に反射して装置まで戻ってくる時間を計測し、時間から距離を把握するものである。そして、各パルスがどの方向に照射されたのかを把握することで、レーザの反射パルスが有効な範囲（最大約 1000m、実質的に使用可能な範囲は約 500m）において三次元点群の取得が可能である形状が再現できる。

機器の計測方法には、タイムオブフライト方式と位相差方式の 2 種類がある。まずタイムオブフライト方式は、レーザを発射してから対象物に反射し、帰ってくるまでの時間を計測して距離を算出する方法である。次に、位相差方式は、出射光と反射光の時間的なズレ（位相差）を距離に換算する方法である。特徴として、タイムオブフライト方式は、位相差方式に比べ、長距離を得意とし、精度も良いが、データ取得に時間がかかる。一方位相差方式は、大量なデータを短時間で取得できる特徴がある。目的に応じて両方式を使い分けることが重要である。

なお、測定機器に関しては、各機器で使用しているレーザ光の帯域により、計測精度と到達距離が決定する。主に使用されている帯域は近赤外と青色であり、前者の方が到達距離は長くなる。どの機種でも計測距離が長くなるとデータ間隔は広くなり、このデータ間隔を変更することによりデータの密度を調整する。また計測距離が長くなるとレーザのビーム幅であるスポットの直径（スポットサイズ）が大きくなるため、距離に応じて計測対象物の分解能が変化する。計測密度を増やすためにステップ角度を細かくすれば計測時間を費やすので、計測コストおよびデータ処理の時間が大きくなる。そのためレーザに関し



では計測単価という標準的な費用算出の根拠がまだ整備されていないが、計測の際には精度確保の必要性からも計測のステップ角度すなわち計測点の密度の打ち合わせが必要になる。

土木分野ではすでに活用が進んでいるほか、地質調査においても例えば急傾斜地で植生の濃い斜面においてフィルタリングを工夫<sup>2-102)</sup>することで、岩盤の形状を取得して設計に反映された事例<sup>2-103)</sup>がある（図 2-40 参照）。なお、地上型三次元レーザスキャナの計測では、機材を固定するため、既存の基準点などとの関係も把握することで、公共座標や現地のローカル座標との関係性を把握することができる。またローカル座標でよい場合、すなわち急斜面の山中での崩壊地で対岸に林道などが無い場合や、観測点も植生に覆われているような地点でも実施することができる。対象物に計測機材の設置は不要であるが（ターゲットを設置することが望ましい）、観測機材の設置は、足場の良い場所を選ぶことになるため、効率よく計測するための観測機材の配置が、計測計画の立案段階で重要である。

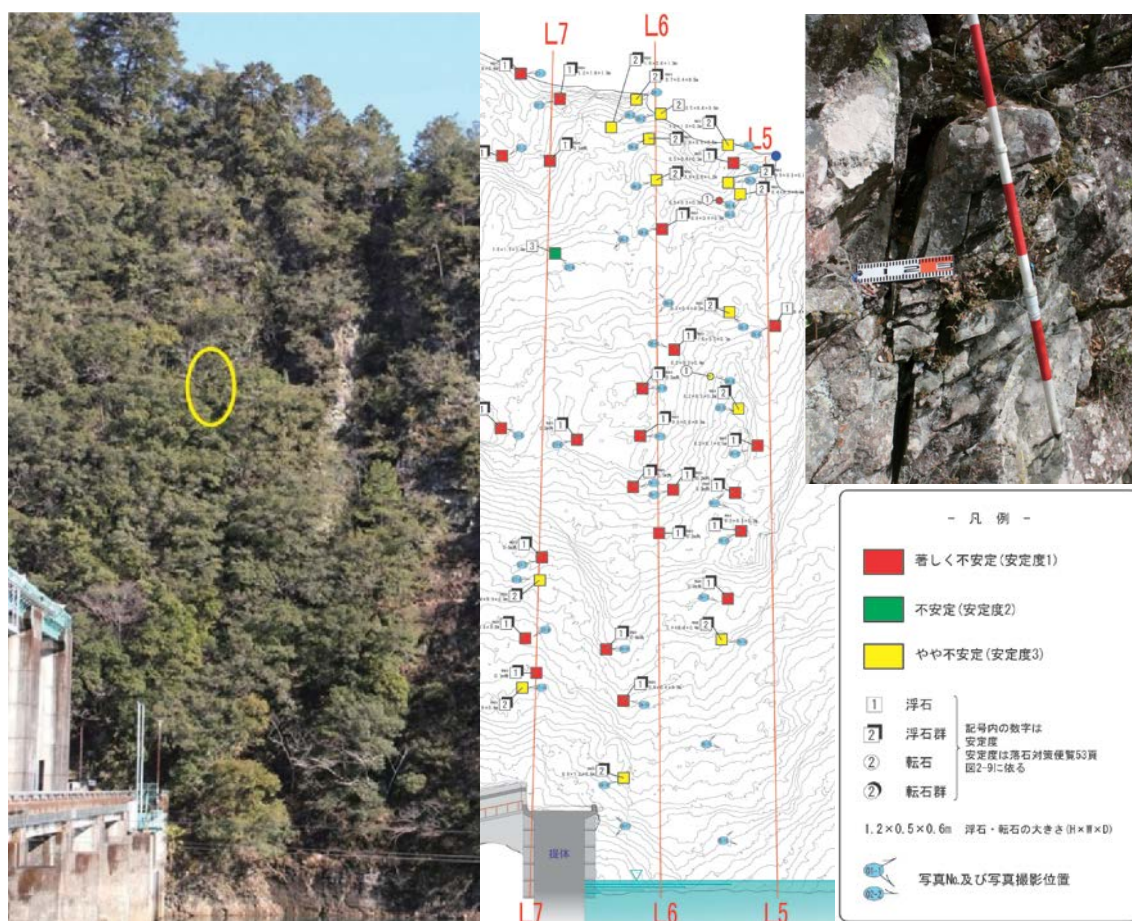


図 2-40 急傾斜地における落石供給源の調査事例<sup>2-103)</sup>

## 2.4 動態モニタリング手法の選定

本項では、上記の各モニタリング手法の検討結果に基づいて本研究の目的に適しているモニタリングの選定を行う。ここまで記載したように地すべり観測においては、地表面の地盤伸縮計、孔内では孔内傾斜計が使用されていることが多い。これらは現地に設置する計測機器で、斜面変動の一部を捉える計測値である。このような手法は、滑落崖の顕在化や斜面の変動が活発化した場合に適しているが、災害前に設置することは無いため、発生する可能性や予兆を把握することは困難である。地形的特徴は地すべり発生区域には無数に認められるため、これらに計測器を設置することは現実的ではない。

測棹などように、簡便に計測する方法を除けば、計器の設置には初期コストが必要であり、既存の手法を多数設置して面的な性状をとらえるのは難しい。また積雪により計測に支障が出ることもあり、メンテナンス費用も必要である。特に緩慢な地すべりや岩盤崩落の場合は、1年以上の長期計測を行う可能性もある。また、多くの計測機器は電力を必要とするため、通信機器を有線で結ぶことになる。しかしながら有線計測や電氣的な計測機器は誘導雷や落石などにより支障がある。地すべり伸縮計も、崩壊時に起点・終点ともに崩壊することもある。また計測機器の寿命があり、長くても10年程度である。ソフトウェア側の課題として計測機器は“点”としての計測となることから、対象斜面の全体の評価を行う場合は別途地質技術者の解析・評価が必要となる。

以上のように近年の多発する様々な規模の災害発生やその予測については、広域に場合あるいは局所的な計測にしても非設置型な手法が望ましい。また計測は対象物の面的な性状についても把握することが望ましい。このような非設置型の技術としては、写真による測量が一部で活用されている。この技術は、工場での精密機器の変状の計測から発達し、土木建設分野においては盛土の形状の計測などに使用されており活用が期待できる。また、斜面においては、崩壊地の形状把握の技術として活用もされている。レーザ計測は、多数のレーザが射出できるようになり、スキャナとして利用され測量だけでなく、土木・地質調査に活用する技術として確立している。本研究では、この技術を斜面の動態モニタリングのために調査への適用の可能性についてレビューを行う。特に斜面変動の予測や維持管理に使用できる計測方法を確立することが重要であると考ええる。

以上の結果は表 2-11 には、サンプリング期間および評価に用いる計測データの種類によって動態モニタリングを地形的な着目点で計測する手法をまとめた。

これらの検討の結果、人工構造物のひび割れ変動を把握する局所的なモニタリングについては、デジタルカメラを用いた画像計測法を用いた手法を適用する。また、人工構造物の面的なモニタリング手法については、同様にデジタルカメラを用いた三次元写真計測を適用する。最後に広域の面的なモニタリング手法については、航空レーザ測量による三次元点群データを用いた動態モニタリングを適用するものとした。

表 2-11 計測機器の基本情報一覧

手法	計測形態	スケール	計測手法	面的な観測	アウトプット	対象物への設置	受信機の固定	受信-計測方法	積雪期間の計測	精度	機材など	長所	短所
リアルタイムモニタリング	三次元	広域	電波位相差モニタリング	△	3次元座標	有(電)	要	無線-電送	不可	数mm ~ 数cm	発信機、受信機、基地局(受信機と基地局は有線)	地上で行うGPS計測。対象距離は1km以内。発電ノイズは問題なし。DOP値を算出し精度をシミュレーションする必要あり	機器の配列が最大のポイント。発信機と受信機の間は見通しが必要。配列に制限がある点で、面的な計測は不可
			MEMSセンサー(傾斜計・温度)	△	3軸傾斜量	有(電)	要	無線-電送	不可	0.1°	10cm角の発信機、受信機	岩盤や構造物に直接機器を設置して変位を計測。多数設置して無線管理可能なものが魅力	電波の到達範囲は良好な状態で数100m程度。バッテリーで駆動するため、長期観測には不向き
			ブラムライン・ひずみゲージ	×	一方向、ひずみ	有	要	手動	可	0.1mm	ピアノ線、オイルタンク、コーディネーター	高い精度でX,Y軸方向の任意のエレベーションにおける平面座標が取得可能	後付の設置が困難
	二次元	局所	拡散レーザー変位計測	△	2点間変位量	有	要	無線-電送	不可	数mm以上	拡散レーザー発生器、反射板	レーザー距離計よりも出力が弱い。降雨、霧中でも計測可能。機材の固定点が必要	1計測1セットが必要でコスト高。(距離は150m程度)
			地盤伸縮計・傾斜計・地中変位計	△	2点間変位量または傾斜量	有(電)	要	有線-電送	可	数mm ~ 数cm, 0.01°	フレキシブルケーブル、ピアノ線、計測機	管理値に採用されるなど、広く活用されている。フレキシブル、ピアノ線のタイプについては、実績が多く、確実である。携帯電話あるいはwifiを使用した無線も活用されている	有線であるため配線が必要。光ケーブルは温度変化などに影響され、実績はあまりない。
	一方向	局所	GPS計測	△	3次元座標	有(電)	要	無線-電送	不可	数mm	アンテナ、収録装置	簡易に三次元位置座標を取得可能。見通しが悪い地点でも、2点以上の位置関係が分かる	天空視界が遮られる場合は、計測値の精度が低下する。データは処理が必要であり、リアルタイムでの評価(生データ)は困難。多点の実施にはコストの面で困難
定期モニタリング	三次元	広域	航空レーザー測量	○	3次元座標	無	不要	不要	不可	25cm DEM	ヘリコプター、セスナ、UAV、対空基準点、GPS測量	1秒20~40万発レーザーが標準で、飛行を重ねるほど精度は向上する	対象が常緑の広葉樹、夏季の植生繁茂期の計測では精度が上がらない場合あり。詳細なデータ取得のためには目的に応じた補償計測が必要。特にグラウンドデータの取得率の把握が必要
			3Dレーザスキャナー	○	3次元座標	無	不要	不要	不可	数mm ~ 数cm	3DLS、基準点、ターゲット	点群データは、縦断面図等の作成も兼ねる。リーズナブルで経時変化も得やすい	基準点としてターゲットの設置が必要。撮影方法・撮影場所により、精度は異なる。観測点が確保できる場合は斜面調査では限定的となる。また理想的には対象物にターゲットを設置することが望ましい。ノンターゲットでは10倍の精度劣化
			水中3Dスキャナー	○	3次元座標	無	不要	不要	不可	数~10cm	音波	音波を多数発射することで精度を向上。濁った不透明な水中でも計測が可能	気泡の影響や洗掘形状によって精度低下する
	二次元	局所	光波測量	△	3次元座標	有	要	不要	不可	数mm ~ 数cm	TS、プリズム	汎用性が高い	基準点の不動性、気象条件、作業者によるばらつき
			三次元写真計測	○	3次元座標	有	不要	不要	不可	数mm ~ 数cm	ターゲット(10cm)、デジカメ、基準点は不要	一度で広範囲の挙動が把握できる。UAVの画像撮影により活用広まる	ターゲットを設置する必要あり。事前のシミュレーションが重要
	一方向	局所	周波数シフト帰還型レーザー	△	3次元座標	有	要	不要	不可	0.075mm (1σ)	周波数シフト帰還型(FSF)レーザー発生装置、プリズム	レーザーを用いた距離計測(OFDR)。1秒間1000発のレーザー発振。橋梁の振動計測で実績あり	光波測量より精度が良いため、気温変化、湿度変化、計測対象物の温度変化も敏感に計測する。常時設置には未対応
定性	二次元	局所	単写真計測	×	2次元座標	有	不要	不要	条件付き可	0.03mm (1σ)	5.5cmガラスターゲット、コンパクトカメラ、治具など	汎用性高くメンテナンスフリー、写真機、撮影箇所と撮影者を選ばない写真1枚で解析。クラックがセンチオーダーで開いても解析可能	ターゲットの設置にノウハウが必要
			干渉SAR	○	一方向	無	不要	不要	不可	数cm ~ 10cm	人工衛星(ふよう、だいち)	人工衛星からの電波放射に対して地表からの後方撓乱波を画像化。同地点を2回計測し、距離差で評価。一度で数10km2の情報を取得	衛星の計測は月に1回(約46日間)。測定の精度は確立していない。斜面の傾斜方向により得手不得手があるため、事前の調査が必要
			クラックゲージ	×	一方向	無	不要	不要	条件付き可	読取精度0.5mm	クラックゲージ	機構がシンプル	2点間の距離しか計測できない。開きすぎると、計測不可
	一方向	局所	3Dクラックゲージ	×	3方向変位	無	不要	不要	条件付き可	読取精度0.01mm	3Dゲージ、デジタルリニアゲージ(小野測器製)	固定された3方向の計測である	人が計測。クラックが開きすぎると、計測不可となる
			KUMONOS	△	定性的クラック幅	無	要	不要	条件付き可	0.02mm以上	専用TS、基準点	図化が容易	背景が暗い、遠距離は困難な場合あり。条件をよく確認

表 2-11 で使用した主要な着目点について、以下に記載した。

①リアルタイム性

サンプリングタイムを考慮するために、リアルタイム性と定期モニタリングを区分している。リアルタイムであれば、常に計測状態を把握することができるが、本研究での目的を考慮すると、緩慢な地すべりや特異な自然現象発生時に変動が認められることが必要であるため、定期モニタリングでも活用可能である。

②計測形態

計測形態では、計測機器がどのような挙動を観測できるかを示している。例えば平面的な変位に対応できる場合は二次元となり、地盤伸縮計のように単純に線的な変動を検出するだけの場合は、一次元となる。ただし、一次元とはいえ地盤伸縮計を設置する場合は、設置方向を把握し滑落崖をまたぐように設置するため、計測結果は滑落崖の変動と直結した値として評価できる。地形的特徴の変動を観測する目的の場合は三次元データの方が望ましい。

③多点同時観測

計測成果において、面的な評価を行いた場合に複数の機材を設置し、一連の計測で同時刻の成果を得ることができるかを示す。ある程度広域を網羅したい計測では必須となる。代表的な計測として GPS 計測や MEMS センサのように多数の計測機器を同時にデータ取得できるものがあげられる。例えば、岩盤崩壊の予測ではブロックのメカニズムの解析が必須であるが、MEM センサであればこのような条件に適していると言える。

④アウトプット

計測成果として得られるデータの種類であり、三次元座標(x,y,z)は、多時期の変位を計測して差分を取ることで変位を計測するため解析が必要である。座標を得るためには基準点を必要とする場合が多く、GPS 測量や平板・水準測量を必要とする場合がある。なお相対的な変位でよい場合には、これらの測量は不要である。一方、三軸傾斜量、2 点間変位量は、変位自体を計測する。

⑤対象物への設置

対象物への設置は、計測する地すべりや人工斜面に対して計測対象物、例えば GPS であれば受信機材を設置する必要があるかを示す。この時電源が必要であれば、(電)で示している。三次元写真計測や単写真計測では、ターゲットの設置が必要であるが最初の設置時の 1 回のみである。

⑥受信-計測方法

計測対象以外にも、受信機や計測ロガーの設置が必要になる場合がある。計測機器の設置について、地表に機材を設置する必要がある場合、例えば地表伸縮計では、2 点間の計測を有線で行わなければならない。データ送信を行うための電源も必要である。基本的に特に設置型は電源を必要とする。一方、ターゲットなどを設置した後、計測時にアクセスなくていいものは「不」と記載した。





### 第 3 章：画像計測法を用いたひび割れ計測による斜面変動の活動性評価

本章では、人工構造物の局所的なモニタリングの手法として画像計測法を用いたひび割れ計測手法を提案する。写真測量技術を用いて多くのコンクリート構造物のひび割れに対して、ターゲットの設置と写真撮影、および汎用性のある解析という簡易的な手法で定時モニタリングが可能とするための技術開発と実用化を行う目的のために実施した。

デジタル画像を利用したひび割れ幅計測の理論について、特に画像処理技術および写真測量技術について説明する。最初に、本手法の計測手順について述べる。本手法はすでに理論的な実証は済んでおり、室内試験や簡易的に現場での活用も進んでいる。これらの実績には課題があるためこれについて整理を行い、本研究での高精度化に関する検証を行う。これらの技術を活用して維持管理現場への活用を試みた。最後にこの技術を用いて地すべりの活動性の評価を試みた。

#### 3.1 基本原理

本手法は図 3-1 のように反射ターゲットをカメラで撮影してひび割れの変位量を計測するものである。計測は、反射ターゲットを 2 枚 1 組になるようにひび割れの両側に設置する。このターゲットは正確な間隔で白円が配置されており基準尺としての役割を有している。このターゲットはガラス製および反射する白円にはガラスビーズが接着されておりカメラのフラッシュに対して再帰反射するように作られている。このためトンネルのような暗い場所でも計測が可能である。

計測は、任意の位置からターゲットを写し込むように写真を一枚撮影する。この撮影画像に対して、射影変換を行うことで、任意の位置からの撮影を可能となる。射影変換は「斜めから撮影された画像を正対した位置から撮影した画像に変換する」技術である。この技術によって撮影角度に依存することなく本計測を高精度に保つことが可能となる。射影変換を行うには、ターゲット上の 4 つの白円の重心座標を用いて、その変換式の未知パラメータを決定する。射影変換処理によって画像を正対させた後、変換後の画像を用いて両側のターゲット上の円の重心の二次元座標を算出し、2 つの円の重心間の距離を計測することでひび割れ幅の変化を計測する。計測の簡単なフローを図 3-2 に示す。この計測に用いられている技術はターゲット円の重心座標の計算に用いる「明度重み付き重心計算法」と画像を正対化する「射影変換」の 2 つである。次節よりこれらの 2 つの技術について述べる。

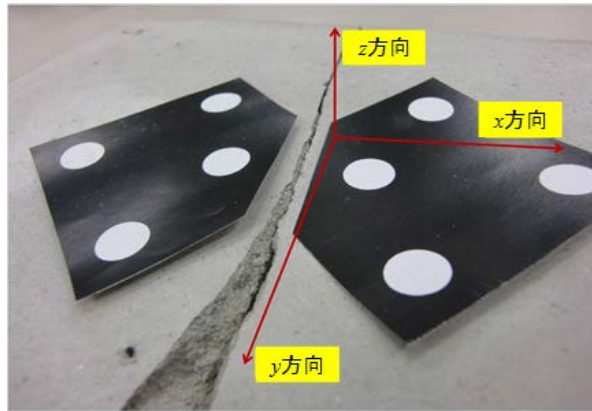


図 3-1 反射ターゲット

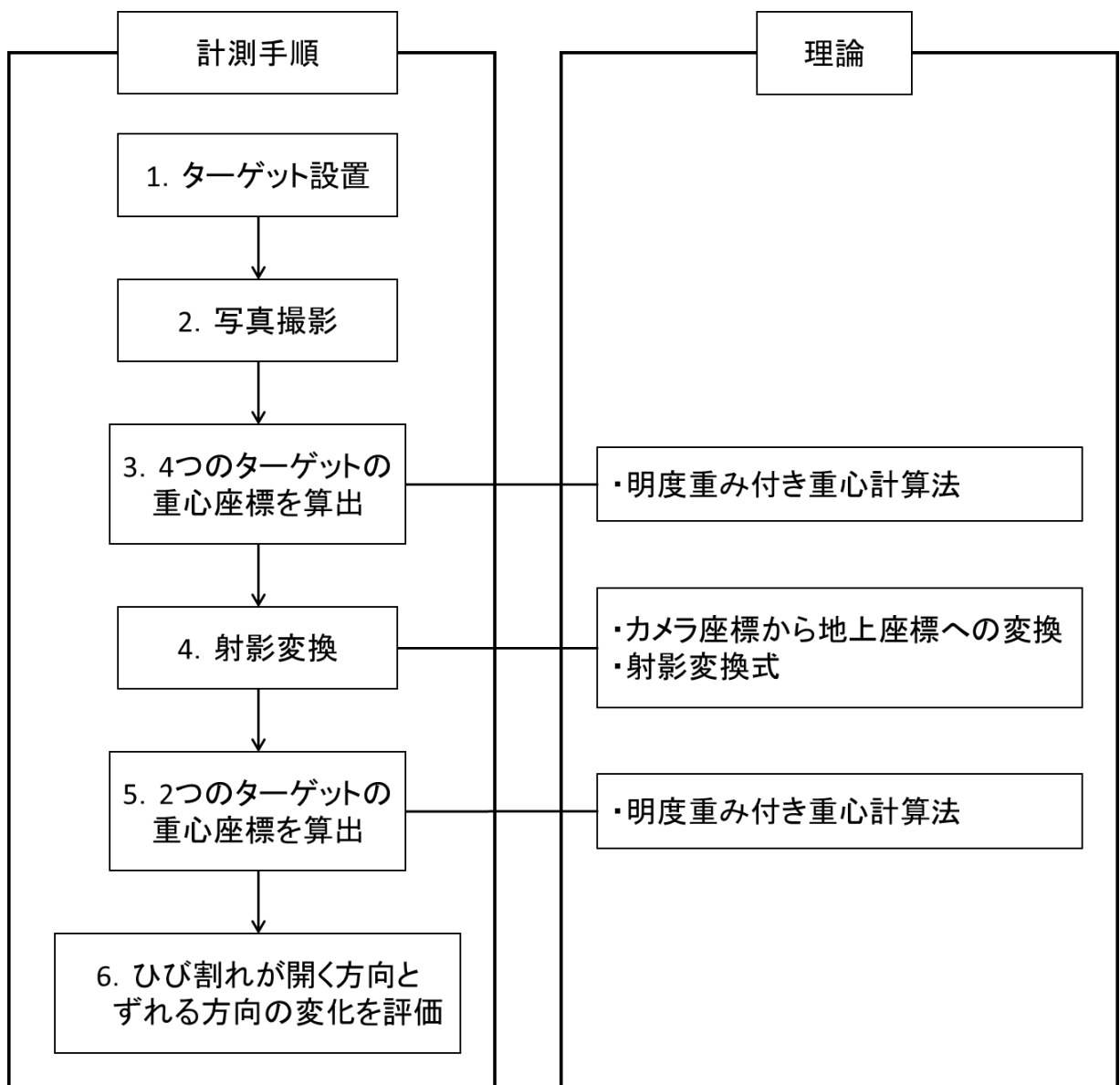


図 3-2 計測手順

### 3.1.1 ターゲット円の重心計算

#### (1) 標本化と量子化<sup>3-1)</sup>

はじめに画像 A-D 変換について述べる．アナログ画像からデジタル画像を得るためにはデジタルカメラ（A-D コンバータ）によって，アナログの連続した情報から画像を離散点へ分割し，標本化を行う．2 次的に配置された標本点は「画素(pixel)」と呼ばれる．標本化によって，横方向に  $M$  個，縦方向に  $N$  個の画素が作成されたとき，その画像は  $M \times N$  の画素数あるいはサイズの画像という．画像全体の面積が同じであれば，画素数が多ければ多いほど画像は精細になるので解像度とも呼ばれる．標本化によって，画像は空間的に離散化された画素に分解するが，各画素の値に関しては連続値のままである．連続した輝度値を離散的な整数値に変換する操作が量子化である．一般的なデジタル画像では，256 段階の整数値に分解される．この A-D 変換における量子化数を「明度」と呼ぶ．明度を縦軸にとりターゲット円の明度分布を示した例を図 3-3 に示す．

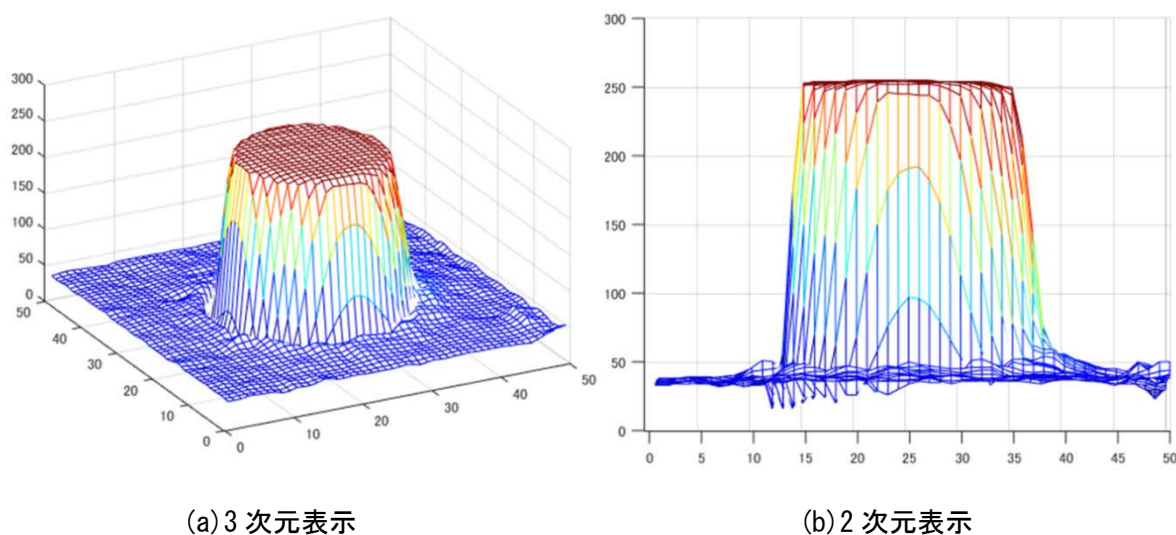


図 3-3 ターゲット円の明度分布の一例

#### (2) 明度重み付き重心計算<sup>3-2)</sup>

デジタル画像計測を高精度にするには，唯一の観測値である画像に写っているターゲット像の 2 次元座標  $p(x,y)$  の計測精度を高めることが重要である．ここで，ターゲットの 2 次元座標を求める方法について述べる．ターゲット円の二次元座標は，明度分布より計算を行うものであり，その方法は多様であるが，本手法では最低明度の閾値を定め，閾値以下の明度を 0 とし，閾値以上の明度を持つ画素については，以下の式を適用して，明度を重みとした重心計算を行う．ここで  $x, y$  は重心座標， $x_0, y_0$  は重心計算範囲の原点， $a_x, a_y$  はそれぞれの画素数， $q(i,j)$  は画素  $(i,j)$  の明度である．

$$x = x_0 + a_x \frac{\sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^m (q(i, j) \times x_{ij})}{\sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^m q(i, j)}$$

式(3.1)

$$y = y_0 + a_y \frac{\sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^m (q(i, j) \times y_{ij})}{\sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^m q(i, j)}$$

### 3.1.2 射影変換

前節の重心計算によりターゲット上の4つの円の重心座標を求めた後、それらの4点を基準点として射影変換を行う。射影変換とは任意の位置から撮影された画像を正対した位置から見た画像に変換する技術である。この技術によって本手法では撮影角度に依存することなく撮影を行うことを可能としている。計算式となる射影変換式は、カメラ座標系と対象空間座標系の変換式である。本節では、座標系の変換と射影変換式について述べる。

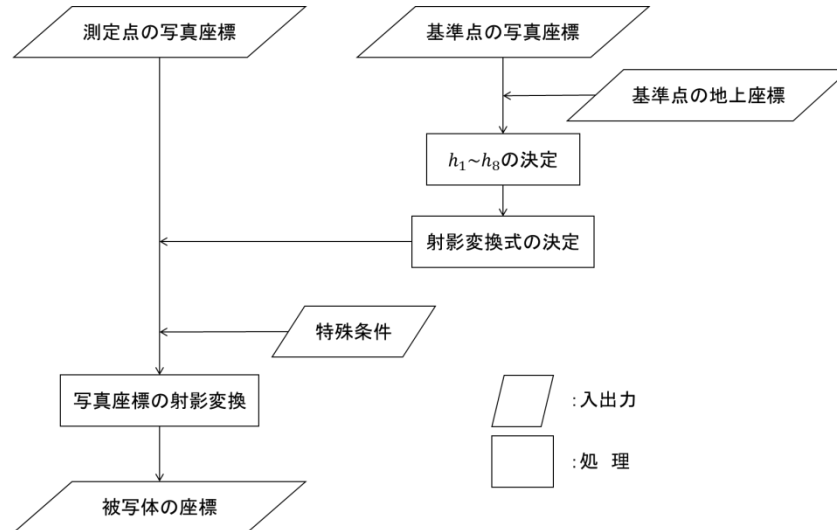


図 2-4 射影変換の流れ<sup>3-3)</sup>

#### (1) 座標系の設定<sup>3-4)</sup>

本節では対象空間座標系とカメラ座標について記述する。

はじめに座標系について述べる。対象空間座標  $X$ - $Y$ - $Z$  は対象物に向かって右側水平方向に  $X$  軸を、垂直方向に  $Y$  軸を、手前方向に  $Z$  軸をとる。またカメラ座標  $x$ - $y$ - $z$  は撮影のたびに移動するが、その初期値は図 3-5 に示すようにカメラの光軸方向を  $Z$  軸上におき、姿

勢を水平に保って原点を見たとき画面右側  $x$  軸に、画面上方を  $y$  軸に、 $Z$  軸と一致するように  $z$  軸をとる。

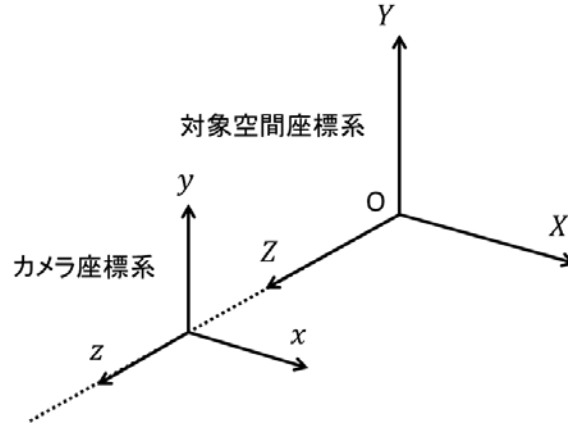


図 3-5 座標系の設定

次にカメラの移動・回転について考える．カメラ座標系は対象空間座標系を図 3-6 に示すように回転させることで得られる．

- ① 向かって右側に水平( $Z$  軸を  $X$  軸に重ねる方向)に角度  $\theta$  だけ回す．
- ② 次に上方( $Z$  軸を  $Y$  軸に重ねる方向)に角度  $\varphi$  だけ回す．
- ③ さらに反時計方向( $X$  軸を  $Y$  軸に重ねる方向)に角度  $\kappa$  だけ回す．

上記の他にも回転を表現する方法は、いくつか存在するが理解のしやすさという観点からこの方法を採用している．

このように座標の回転を定義したとき、それぞれの対象空間座標系からカメラ座標系に向かう回転行列は式(3.2)のようになる．

$$M_{\theta} = \begin{pmatrix} \cos \theta & 0 & -\sin \theta \\ 0 & 1 & 0 \\ \sin \theta & 0 & \cos \theta \end{pmatrix} \quad M_{\varphi} = \begin{pmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & \cos \varphi & -\sin \varphi \\ 0 & \sin \varphi & \cos \varphi \end{pmatrix} \quad M_{\kappa} = \begin{pmatrix} \cos \kappa & \sin \kappa & 0 \\ -\sin \kappa & \cos \kappa & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{pmatrix} \quad \text{式(3.2)}$$

これらを合成した回転行列は式(3.3)となる．

$$M = M_{\kappa} M_{\varphi} M_{\theta} \\ = \begin{pmatrix} \cos \kappa \cos \theta - \sin \kappa \sin \varphi \sin \theta & \sin \kappa \cos \varphi & -\cos \kappa \sin \theta - \sin \kappa \sin \varphi \cos \theta \\ -\sin \kappa \cos \theta - \cos \kappa \sin \varphi \sin \theta & \cos \kappa \cos \varphi & \sin \kappa \sin \theta - \cos \kappa \sin \varphi \cos \theta \\ \cos \varphi \sin \theta & \sin \varphi & \cos \varphi \cos \theta \end{pmatrix} \quad \text{式(3.3)}$$

以下では行列  $M$  の  $(i, j)$  要素を  $m_{ij}$  と表すこととする．



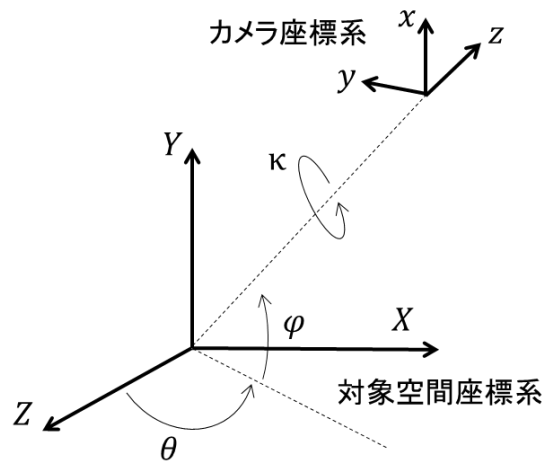


図 3-6 カメラの回転角の定義

## (2) 共線条件式<sup>3-5)</sup>

対象空間点(ターゲット)と画面画像上の点はカメラの原点すなわちレンズの中心を介して一直線上に存在するという事実に基づき方程式を立てる. これを共線条件という. 図 3-7 に共線条件のイメージを示す. 写真面をレンズの中心側に描いたのは, 像の逆転をさせないためで, 幾何学的には等価である. ここで  $c$  は焦点距離(画面距離ともいう)を表す.

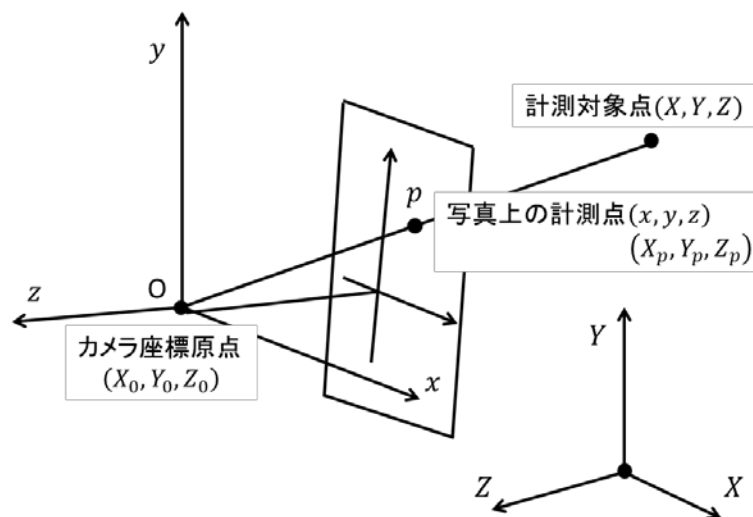


図 3-7 共線条件の概念

対象空間座標系  $X$ - $Y$ - $Z$  から見た対象点  $P$  の座標を  $(X, Y, Z)$ , カメラの原点  $O$  を  $(X_0, Y_0, Z_0)$ , カメラ座標  $x$ - $y$ - $z$  系の回転角を  $\theta, \varphi, \kappa$  とする. またカメラの座標系から見た  $P$  の写真点  $p$  の座標を  $(x, y, -c)$  とし, 空間座標系から見た  $p$  を  $(X_p, Y_p, Z_p)$  とする. 写真面の  $z$  座標は常に  $-c$  である. 共線条件より次のように考えて表現できる. すなわち,  $X$ - $Y$ - $Z$  系で考えたとき, ベクトル  $OP$  および  $Op$  の成分は次のように表せる.

$$\overrightarrow{OP} = \begin{pmatrix} X - X_0 \\ Y - Y_0 \\ Z - Z_0 \end{pmatrix}$$

式(3.4)

$$\overrightarrow{Op} = \begin{pmatrix} X_p - X_0 \\ Y_p - Y_0 \\ Z_p - Z_0 \end{pmatrix}$$

これらは一直線上にあるから，実数  $k$  を用いて

$$\overrightarrow{Op} = k\overrightarrow{OP}$$

式(3.5)

と書ける．一方，座標の回転行列から

$$\begin{pmatrix} x \\ y \\ -c \end{pmatrix} = M \begin{pmatrix} X_p - X_0 \\ Y_p - Y_0 \\ Z_p - Z_0 \end{pmatrix}$$

式(3.6)

である．これらの式から  $(X_p, Y_p, Z_p)$  を消去すると

$$\begin{pmatrix} x \\ y \\ -c \end{pmatrix} = kM \begin{pmatrix} X - X_0 \\ Y - Y_0 \\ Z - Z_0 \end{pmatrix}$$

式(3.7)

が得られる．これを成分で書き下すと

$$\begin{aligned} x &= k\{m_{11}(X - X_0) + m_{12}(Y - Y_0) + m_{13}(Z - Z_0)\} \\ y &= k\{m_{21}(X - X_0) + m_{22}(Y - Y_0) + m_{23}(Z - Z_0)\} \\ -c &= k\{m_{31}(X - X_0) + m_{32}(Y - Y_0) + m_{33}(Z - Z_0)\} \end{aligned}$$

式(3.8)

となる．この第1式と第2式をそれぞれ第3式で割って  $k$  を消去する．

$$x = -c \frac{m_{11}(X - X_0) + m_{12}(Y - Y_0) + m_{13}(Z - Z_0)}{m_{31}(X - X_0) + m_{32}(Y - Y_0) + m_{33}(Z - Z_0)}$$

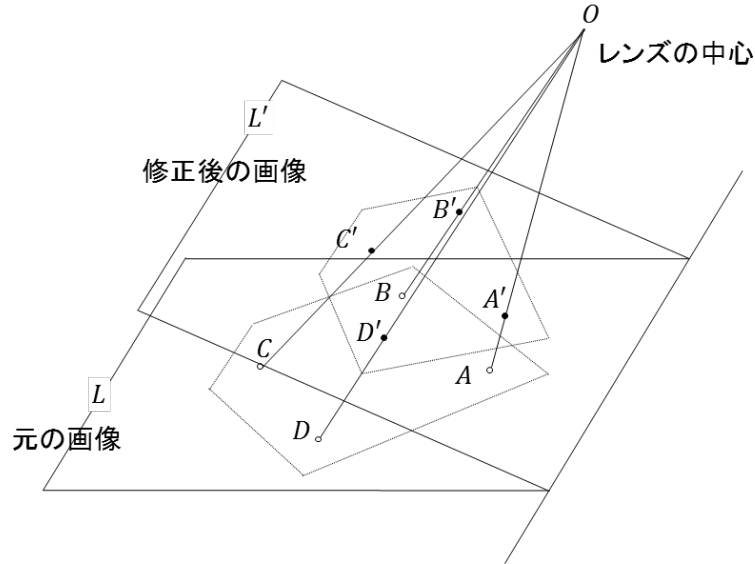
式(3.9)

$$y = -c \frac{m_{21}(X - X_0) + m_{22}(Y - Y_0) + m_{23}(Z - Z_0)}{m_{31}(X - X_0) + m_{32}(Y - Y_0) + m_{33}(Z - Z_0)}$$

これが画像計測の基本となる共線条件式である．

### (3) 射影変換式

射影変換は，**図 3-8** のように，ある平面  $L$  上の点  $(x, y)$  が，投影中心  $O$  に関して，他の平面  $L'$  上の点  $(x', y')$  として投影されるような変換をいう．式 (3.9) は，次のように，写真座標  $(x, y)$  と，標高  $Z$  を与えて，地上座標  $(X, Y)$  を求める式に書き直すことができる<sup>3-6)</sup>．



**図 3-8 射影変換の概念図**

$$X = (Z - Z_0) \frac{m_{11}x + m_{12}y - m_{13}c}{m_{31}x + m_{32}y - m_{33}c} + X_0$$

式(3.10)

$$Y = (Z - Z_0) \frac{m_{21}x + m_{22}y - m_{23}c}{m_{31}x + m_{32}y - m_{33}c} + Y_0$$

式(3.10)は，測定対象物の  $Z$  座標が与えられれば，その点の地上での位置  $(X, Y)$  が，対応する写真座標  $(x, y)$  から求められることを示している．測定対象面が平面の場合には式(3.10)の代わりに次のような射影変換式を用いてよいことが，射影幾何学の原理から誘導されている．

$$X = \frac{h_1x + h_2y + h_3}{h_7x + h_8y + 1}$$

$$Y = \frac{h_4x + h_5y + h_6}{h_7x + h_8y + 1}$$

$$h_1 = \frac{-(Z - Z_0)m_{11} + X_0m_{31}}{cm_{33}} \quad h_2 = \frac{-(Z - Z_0)m_{12} + X_0m_{32}}{cm_{33}} \quad h_3 = \frac{(Z - Z_0)m_{13} + X_0m_{33}}{cm_{33}}$$

$$\begin{aligned}
h_4 &= \frac{-(Z - Z_0)m_{21} + Y_0m_{31}}{cm_{33}} & h_5 &= \frac{-(Z - Z_0)m_{22} + Y_0m_{31}}{cm_{33}} & h_6 &= \frac{(Z - Z_0)m_{23} + Y_0m_{31}}{cm_{33}} \\
h_7 &= \frac{-m_{31}}{cm_{33}} & h_8 &= \frac{-m_{32}}{cm_{33}}
\end{aligned}
\tag{3.11}$$

対象空間座標点に設定された $(X, Y)$ と写真座標 $(x, y)$ との間には、式(3.11)が成り立つ。上式を整理して、

$$\begin{cases} h_1x + h_2y - h_7xX - h_8yX + h_3 = X \\ h_4x + h_5y - h_7xY - h_8yY + h_6 = Y \end{cases}
\tag{3.12}$$

となる。それで 8 元の方程式を連立するためには、対応する 4 組の点対 $\{(x, y) \leftrightarrow (X, Y)\}$ があればよいことがわかる。任意の形をしたプレートでは特徴点を 4 対選択すればよい。本計測で用いるターゲットに 4 つの白円が正確に印刷されている理由はこのためである。4 組の点対の位置 $\{(x, y) \leftrightarrow (X, Y)\}$ を、 $\{(x_1, y_1) \leftrightarrow (X_1, Y_1)\}$ ,  $\{(x_2, y_2) \leftrightarrow (X_2, Y_2)\}$ ,  $\{(x_3, y_3) \leftrightarrow (X_3, Y_3)\}$ ,  $\{(x_4, y_4) \leftrightarrow (X_4, Y_4)\}$ とし、これらを式(2.12)に代入すると、次のような 8 元連立線形行列方程式が得られる<sup>3-7)</sup>。

$$\begin{bmatrix} x_1 & y_1 & 1 & 0 & 0 & 0 & -x_1X_1 & -y_1X_1 \\ 0 & 0 & 0 & x_1 & y_1 & 1 & -x_1Y_1 & -y_1Y_1 \\ x_2 & y_2 & 1 & 0 & 0 & 0 & -x_2X_2 & -y_2X_2 \\ 0 & 0 & 0 & x_2 & y_2 & 1 & -x_2Y_2 & -y_2Y_2 \\ x_3 & y_3 & 1 & 0 & 0 & 0 & -x_3X_3 & -y_3X_3 \\ 0 & 0 & 0 & x_3 & y_3 & 1 & -x_3Y_3 & -y_3Y_3 \\ x_4 & y_4 & 1 & 0 & 0 & 0 & -x_4X_4 & -y_4X_4 \\ 0 & 0 & 0 & x_4 & y_4 & 1 & -x_4Y_4 & -y_4Y_4 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} h_1 \\ h_2 \\ h_3 \\ h_4 \\ h_5 \\ h_6 \\ h_7 \\ h_8 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} X_1 \\ Y_1 \\ X_2 \\ Y_2 \\ X_3 \\ Y_3 \\ X_4 \\ Y_4 \end{bmatrix}
\tag{3.13}$$

式(3.13)を解き、8 つの変数 $h_i$ を求める。

決定された射影変換式により写真上の 2 つの計測点の座標を代入し、対象空間座標の実際のターゲットの重心座標を算出することでひび割れ幅の変位を計測している。

## 3.2 精度検証実験<sup>3-8)</sup>

本項では、本手法の計測の精度検証実験について述べる。室内実験，屋外実験を行い計測精度について把握し，本手法を実際の構造物においてモニタリング技術として適用する際の精度を予測する。実際の現地で使用される場合には，一般的な土木構造物の場合，擁壁のように数 m の近距離で撮影できるもののほか，ダムなどの大規模な構造物の場合には，100m 程度の距離は離隔する可能性がある。精度検証実験は，まず既往の研究に対する再現性実験を行ったのち，遠距離撮影の精度検証実験を行いターゲットの拡大および望遠レンズを用いた効果について検証した。ここで本手法の計測精度に影響する誤差の要因について考察を行った。最後に現場での実用性を高めるために 2 方向変位の検出実験を行った。

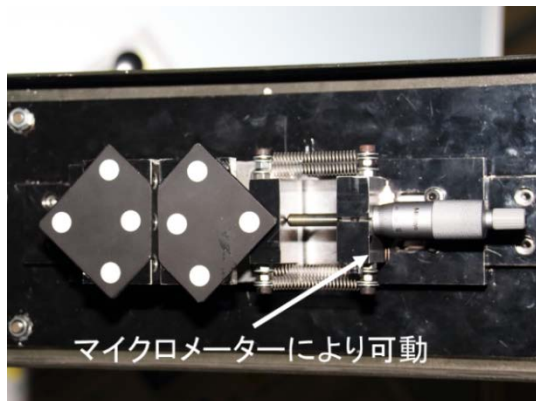
### 3.2.1 精度検証実験の概要

各実験での詳細な概要は各節ごとに説明するが，先に使用機器，変位装置の仕様，計測値の算出方法，撮影角度などの定義について述べる。

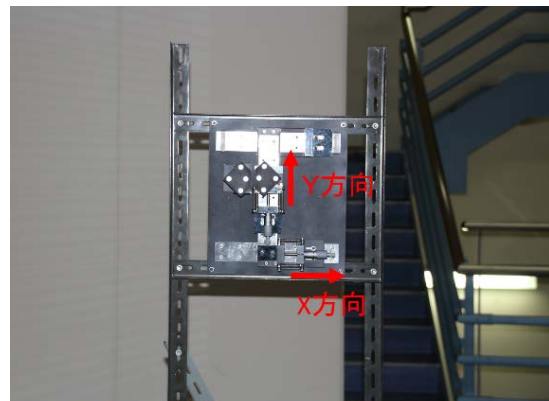
まず本検証実験で使用した機器を表 3-1 に示す。実験を通して Canon 社のデジタル一眼レフカメラ EOSKissX7 を使用した。有効画素数は 1800 万画素である。光源は外部ストロボを装着し使用しているが，ハレーション現象が起こらないように撮影ごとに光の強さを調整しながら撮影を行っている。また撮影時は，原則として三脚によりカメラを固定している。反射ターゲットを変位させる装置は 2 種類用いた。近距離実験，遠距離実験で用いた変位装置を図 3-9(a) に示す。変位箇所をマイクロメーターにより可動させることができる。2 方向変位検出実験で用いた変位装置を図 3-9(b) に示す。こちらもマイクロメーターにより 2 方向に変位を与えることができる。ターゲットは，石塚硝子(株)による特殊コーティングを施したガラス製品で，10 年の紫外線や 100kg/cm<sup>2</sup>の点荷重に耐えられる材質である。

表 3-1 使用機器

仕様	
カメラ	CanonEOSKissX7 有効画素数:1800 万画素
レンズ	SIGMA 18-250mm F3.5-6.3 MACRO OS
	SIGMA 150-600mm F5-6.3 DG
ストロボ	Canon スピードライト 600EX-RT
ターゲット	55×55mm, 110×110mm ガラスビーズ仕様反射ターゲット 有機・無機特殊コーティング 石塚硝子(株)製



(a) 1方向変位装置



(b) 2方向変位装置

図 3-9 変位装置

計測値の算出は、以下の方法を採用する。撮影時ある変位量を与えた後に写真を 5 枚連写する。この 5 枚の平均値を変位量に対する「計測値」としている。

最後に撮影距離、撮影角度および変位方向の定義をする。撮影距離、撮影角度は図 3-10 に示す。撮影角度に関しては、正対した位置からの振り分と定義している。変位方向に関しては「開口方向 (x 方向)」は、ひび割れ幅が開く方向を正とする。また「せん断方向 (y 方向)」は、稼働ターゲットが下方へ移動する方向を正としている。

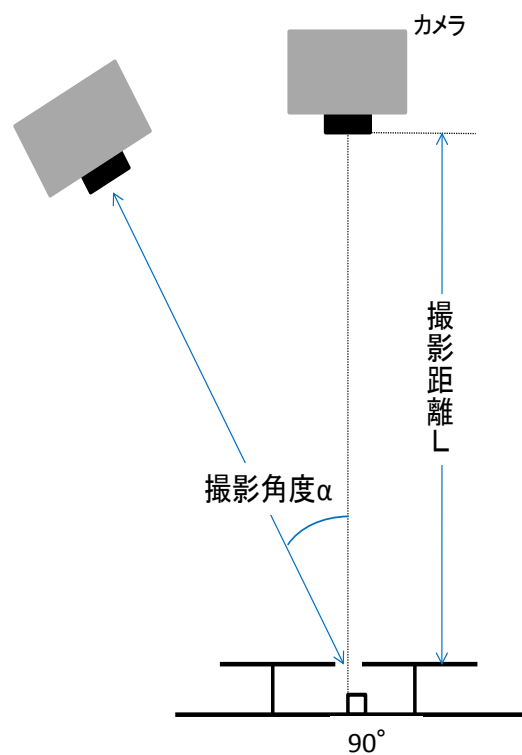


図 3-10 撮影距離と撮影角度の定義



本手法では大きく 2 つの画像処理技術により構成されている。一つが「明度重み付き重心計算法」である。本手法唯一の観測値であるターゲット円の重心計算法である。一般に重心計算によるターゲット円の中心座標の取得精度は、画像上のターゲット円のスケール、つまり直径の pixel 数と相関があることが知られている。当然のことながら、撮影距離が大きくなるにつれて画像上のターゲット円は小さくなる。既往の研究においても本手法の計測精度は直径ピクセル数にのみ依存すると結論づけられている<sup>3-9)</sup>。もう一つが、「射影変換」である。本手法を撮影角度に依存することなく高精度に保つことを狙いとして導入されている技術である。先述の通り、既往の研究では撮影距離 25m までで計測精度 0.2mm 以内、撮影角度 60° までで計測精度 0.1mm 以内（ただし、撮影距離 0.36m）という結果が得られている<sup>2-30)</sup>。本論文で行った検証は以下の通りである。

- ① 近距離での計測結果と角度別による射影変換の効果の再現性を確認する実験を行い、既往の研究の再現性を検証する。
- ② 遠距離での撮影による精度向上を図るため、検証実験を行い各パラメータと精度との関係を検証する。
- ③ 二方向変位の検出実験を行いひび割れ開口方向だけでなくせん断方向に変位した場合も同等の精度で計測を行うことを検証する。

### 3.2.2 近距離撮影時の再現性検証実験

はじめに 5.0m 以内の近距離での撮影を想定し、撮影距離と撮影角度をパラメータとした実験を行った。撮影距離にはターゲット円の重心読み取りの精度と関係しており、撮影角度は射影変換の効果を検証するためのものである。既往の研究では撮影距離 25m までで計測精度 0.2mm 以内、撮影角度 60° までで計測精度 0.1mm 以内（ただし、撮影距離 0.36m）という結果が得られている。本検証では計測法の再現性の確認と比較的近距離と考えられる距離までの撮影距離の延長を行った。マイクロメーターにより変位を与えることができる装置を用いてターゲットに変位を与えた。変位量は初期値取りした後、0.20mm ずつ変位を与えて最大 1.00mm の変位を与えている。使用ターゲットは 55mm×55mm のものを使用し、使用レンズの焦点距離は 50mm である。

#### (1) 撮影距離と計測精度の検証実験

撮影距離は 1.0m、3.0m、5.0m の 3 パターンを用意した。はじめに撮影距離別の変位量と計測値のプロット図を図 3-11 に示す。横軸に変位装置により与えた変位量 (mm)、縦軸に解析で得られた計測値 (mm) をとる。また表 3-2 には各撮影距離別の系統誤差 (mm)、および偶然誤差 (mm) を示す。これらの結果から、1.0m で系統誤差、偶然誤差ともに 0.00mm という高精度で変位を計測でき本計測の再現性を確認した。また距離を延長した結

果, 撮影距離 3m で系統誤差 0.06mm, 偶然誤差は 0.04mm, 撮影距離 5m で系統誤差 0.07mm, 偶然誤差は 0.03mm と撮影距離 1m に比べ計測精度は低下しているが, 0.1mm 以下の高い精度を示している. 今回の計測においてはレンズの焦点距離を 50mm としたが, 既往の研究では撮影距離 3m, 5m においては焦点距離 300mm のレンズを用いて計測しておりレンズの焦点距離を大きくすれば 1m と同等の精度で計測できることが予想される. 直径ピクセル数と計測精度の関係は確かにピクセル数が減少すると精度が低下しており, 計測精度が直径ピクセル数に依存している様子がわかる. しかしこの直径ピクセル数と計測精度の関係については後述する遠距離計測の節でもう一度考察を行う.

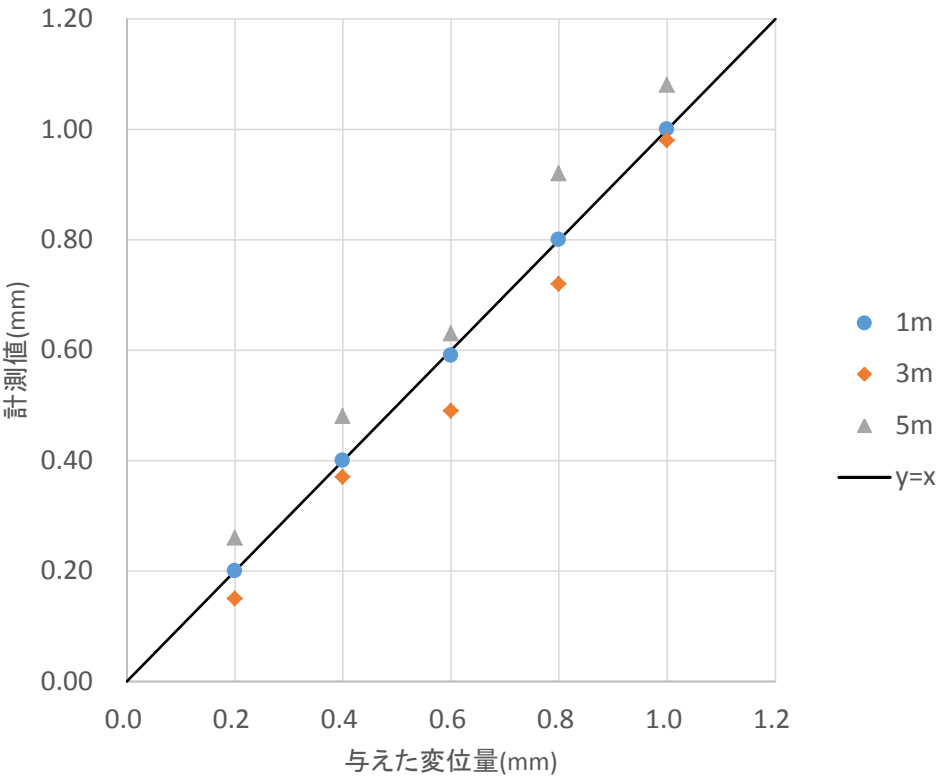


図 3-11 撮影距離別の計測結果

表 3-2 撮影距離別の計測精度

撮影距離(m)	1	3	5
直径ピクセル数(pixel)	125	46	23
系統誤差(mm)	0.00	0.06	0.07
偶然誤差(mm)	0.00	0.04	0.03

## (2) 撮影角度と計測精度の検証実験

「明度重み付き重心計算法」とともに本手法を構成する画像処理技術のもう一つが「射影変換」である。本手法が撮影角度に依存することなく高精度に保たれることを狙いとして導入された技術である。既往の研究では撮影距離は 0.36m で一定とする近接で行われているため本検証では撮影距離を 1m, 3m, 5m において撮影角度を与えていき計測精度との関係を検証した。撮影角度は $0^{\circ}$  (正対した位置),  $15^{\circ}$ ,  $30^{\circ}$ ,  $45^{\circ}$ ,  $60^{\circ}$  の 5 パターンである。変位量は初期値取りをした後, 0.20mm ずつ変位を与え最大 1.00mm の変位を与えている。

はじめに撮影距離ごとに撮影角度別の変位量と計測値のプロットを図 3-12, 図 3-13, 図 3-14 に示す。横軸に変位装置により与えた変位量, 縦軸に解析で得られた計測値をとる。また表 3-3 には各撮影角度別の系統誤差, および偶然誤差を示す。これらの結果を見てみると, まず撮影距離 1m では撮影角度が  $60^{\circ}$  まで移動しても, 系統誤差, 偶然誤差ともに 0.02mm 以内という高精度で計測できている。射影変換も一定の効果を有していると考えられる。撮影距離 3m, においては  $60^{\circ}$  までで系統誤差, 偶然誤差ともに 0.1mm 以内であるが角度が大きくなるにつれて精度が少しずつ低下しているのがわかる。撮影距離 5m においては  $45^{\circ}$  までで系統誤差, 偶然誤差ともに 0.1mm 以内で計測を可能としている。また 3m の時と同様角度が大きくなるにつれて計測の精度は低下していく。3m と 5m において正対しているときの精度が角度をつけた計測の精度より少し低いがこの要因については不明である。以上の結果を鑑みると, 近距離撮影においては撮影角度に依存することなく計測を可能とする「射影変換」技術は一定の効果を表していると結論づけられる。

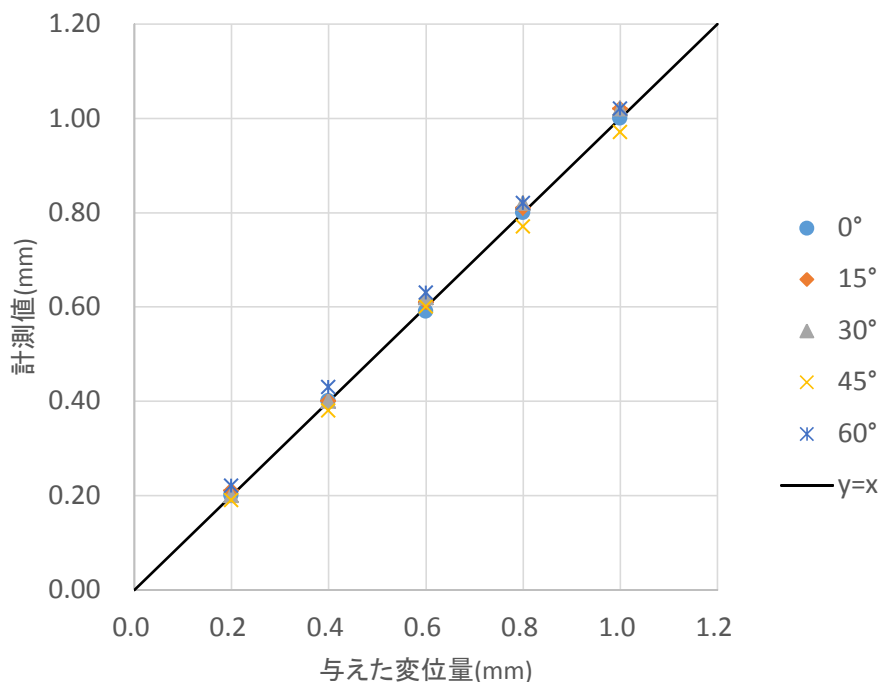


図 3-12 1m 角度別の計測結果

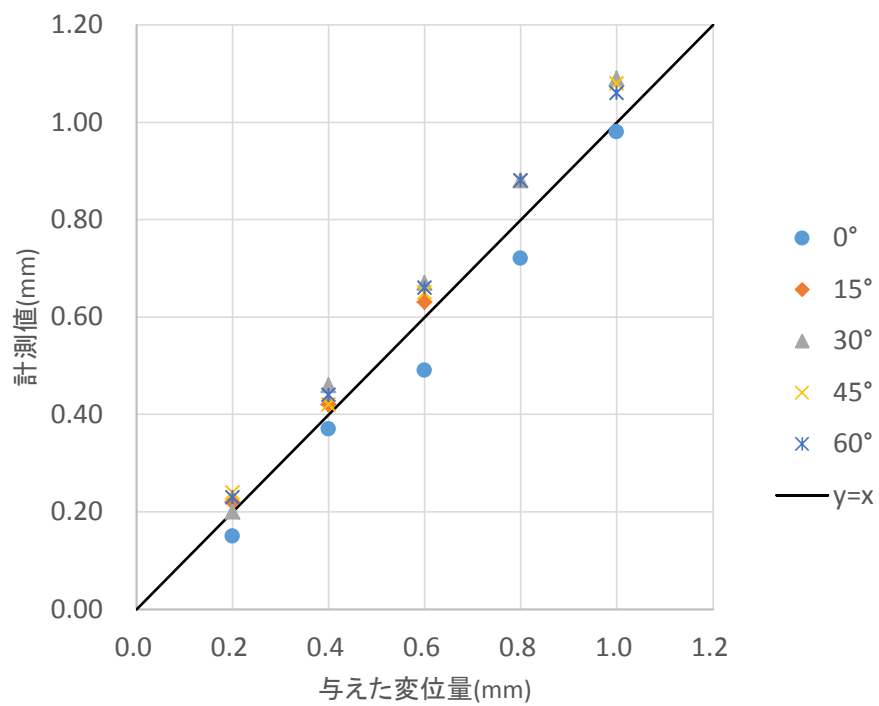


図 3-13 3m 角度別の計測結果

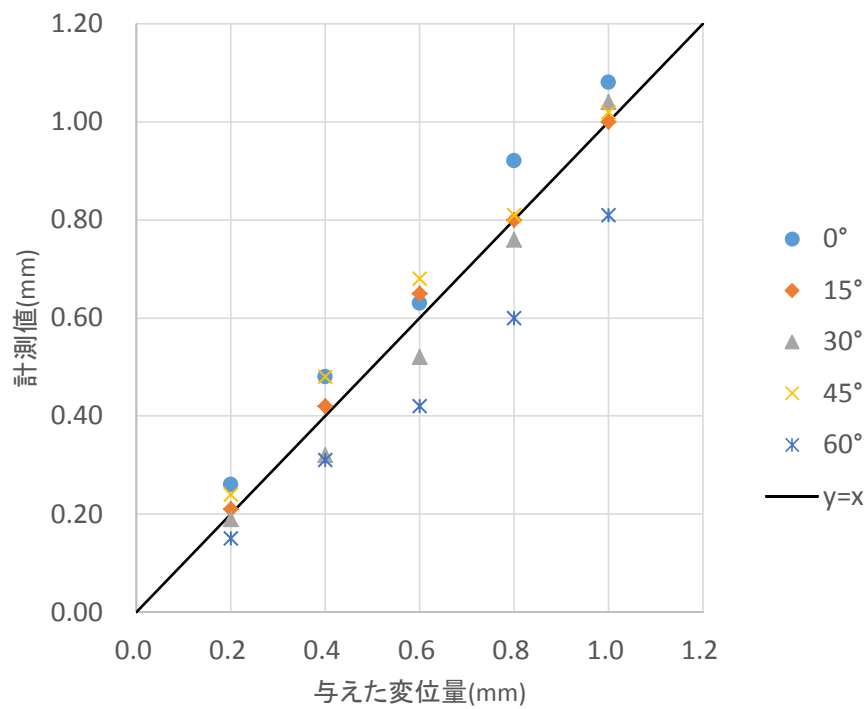


図 3-14 5m 角度別の計測結果

表 3-4 角度別の計測精度

撮影距離(m)	撮影角度	0°	15°	30°	45°	60°
1m	系統誤差(mm)	0.00	0.01	0.01	0.02	0.02
	偶然誤差(mm)	0.00	0.01	0.01	0.01	0.01
3m	系統誤差(mm)	0.06	0.02	0.06	0.05	0.05
	偶然誤差(mm)	0.04	0.01	0.04	0.03	0.02
5m	系統誤差(mm)	0.07	0.02	0.05	0.05	0.14
	偶然誤差(mm)	0.03	0.02	0.03	0.03	0.07

### 3.2.3 遠距離撮影を想定した検証実験

つぎに遠距離(10m 以上)からの撮影を余儀なくされた場合を想定して検証実験を行った。遠距離での撮影はその撮影距離からターゲット円が小さく写りの直径 pixel 数が減少することが想定されるためターゲットのサイズや望遠レンズを変更しターゲット円が大きく写るようにしている。ここではターゲットサイズ変更の効果と望遠レンズの効果について検証を行い考察する。さらに遠距離撮影での射影変換の効果を確認するために角度を 0°(正対した位置)、15°、30°、45°、60°の 5 パターンに振って検証実験を行った。変位量は初期値取りした後、0.20mm ずつ変位を与えて最大 1.00mm の変位を与えている。なお計測は撮影距離を確保するためすべて屋外で行っている。

#### (1) ターゲットサイズ変更の効果検証実験

近距離での実験で用いた 55mm×55mm のターゲットと従来の 2 倍のサイズの 110mm×110mm のターゲットを使用し比較実験を行った。カメラレンズは焦点距離 250mm のものを使用した。撮影距離は 10m, 20m, 30m, 40m, 50m で実施した。まず、55mm×55mm ターゲットでの計測結果を見ていく。図 3-15 に与えた変位量とそれに対する計測値の示す。エラーバーは 5 枚計測時の計測値の標準偏差である。撮影距離 30m 以降で誤差が大きくなっていることがわかる。さらに距離が大きくなるにつれて計測値の標準偏差も大きくなっている。撮影距離別の系統誤差、偶然誤差をまとめた表 3-5 を見ると 30m 以降で系統誤差、偶然誤差が 0.1mm 以上になり 50m では系統誤差 0.41mm, 偶然誤差 0.23mm と突出して大きくなっている。この要因に関しては、55mm ターゲットでは撮影距離が大きくなる 40m, 50m あたりで図 3-16 に示すように、ターゲット円が他の少し明度が高い部分とつながってしまうため明度の閾値の設定を 252 と極端に大きくして計測を行った。これにより円を表現するピクセルが減少し、正円を表現できなくなったことが精度低下の要因ではないかと考える。しかし、40m では系統誤差 0.09mm, 偶然誤差 0.10mm とある程度の精度を示しており、この違いについての要因を特定することはできなかった。

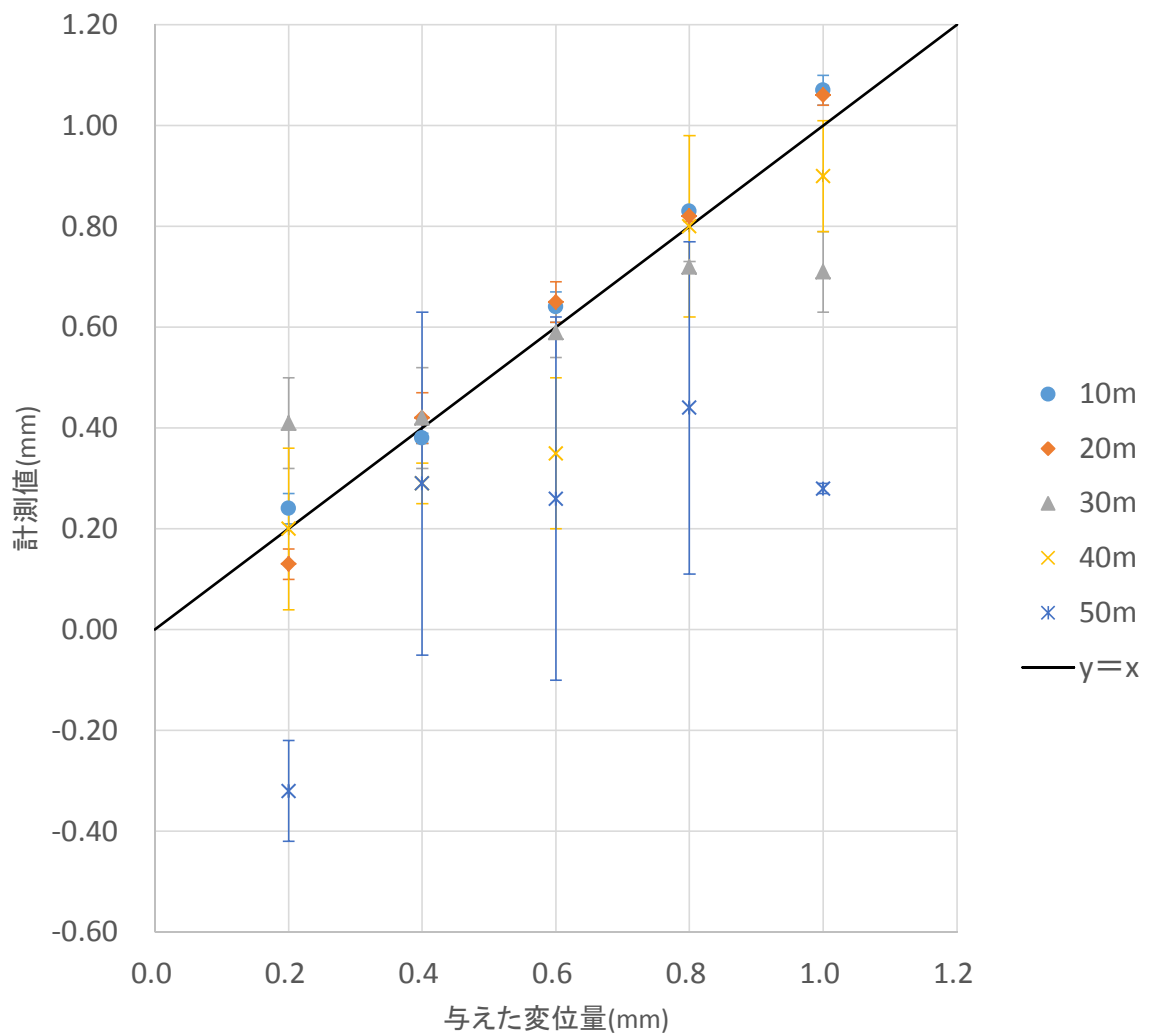


図 3-15 55mm×55mm ターゲット計測結果

表 3-5 撮影距離別の計測精度

撮影距離	10m	20m	30m	40m	50m
直径ピクセル数	48	26	19	14	12
系統誤差(mm)	0.03	0.04	0.12	0.09	0.41
偶然誤差(mm)	0.01	0.02	0.12	0.10	0.23



図 3-16 撮影距離 50m での円の形



次に 110mm×110mm のターゲットを使用した計測の結果を図 3-17 に示す。50m で誤差は見られるが、55mm×55mm のターゲットに比べ小さくなっている。5 枚撮影時の計測値の標準偏差も小さくなっていることがわかる。撮影距離別の系統誤差と偶然誤差を示した表 3-6 を見ると距離が大きくなっていくにつれて精度は低下していくものの撮影距離 50m においても系統誤差 0.09mm、偶然誤差 0.07mm とどちらも 0.1mm 以下の精度で計測が可能である。55mm×55mm ターゲットの計測精度と比較すると、各距離において精度が向上していることがわかる。以上の結果より、遠距離撮影においてターゲットサイズを大きくし円を大きく写すことで本手法の計測精度の低下を抑えることが可能であることからターゲット大型化の効果を実証することができた。

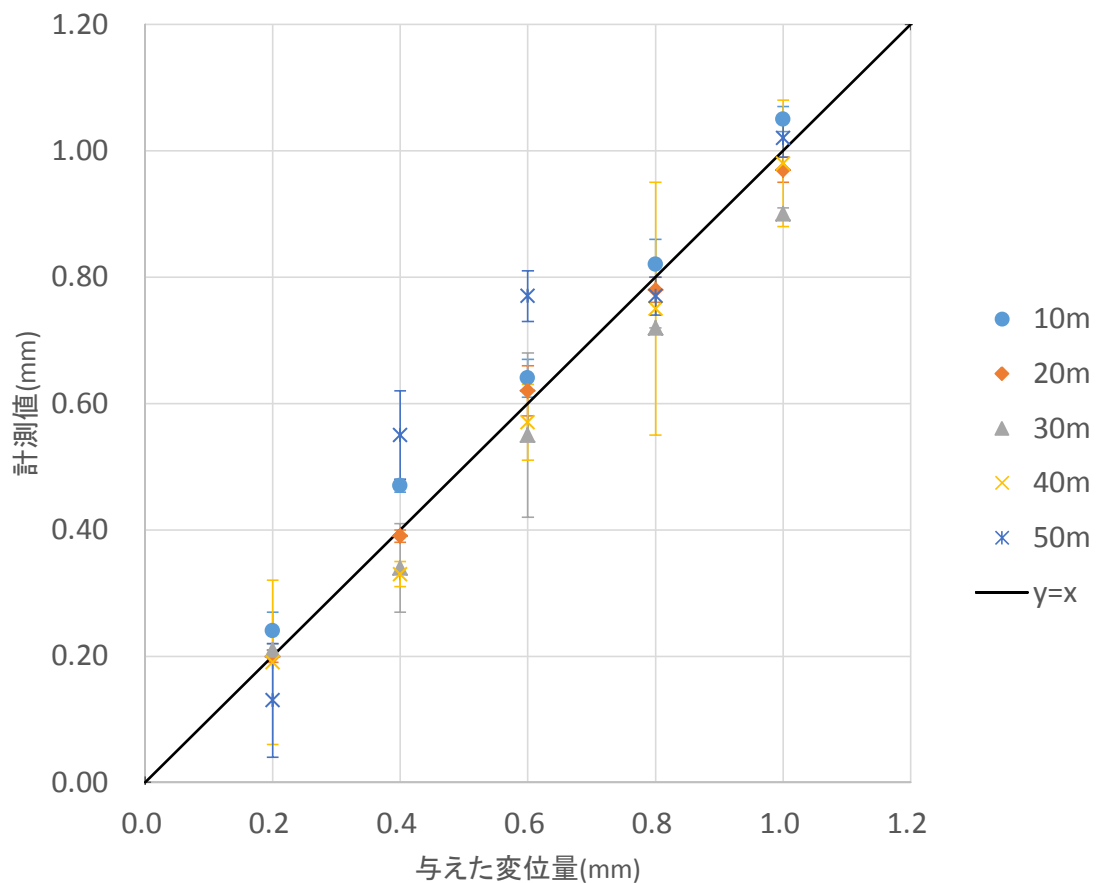


図 3-17 110mm×110mm ターゲット計測結果

表 3-6 撮影距離別の計測精度

撮影距離	10m	20m	30m	40m	50m
直径ピクセル数	98	52	38	28	22
系統誤差(mm)	0.03	0.02	0.06	0.04	0.09
偶然誤差(mm)	0.01	0.01	0.03	0.02	0.07

## (2) 望遠レンズの効果の検証実験

次にターゲット円を写真上で大きく撮影し、ピクセル数を確保する目的から、250mmの望遠レンズと600mmの望遠レンズで比較を行った。110mm×110mmのターゲットを使用している。250mm望遠レンズの結果は先述の通りである。600mm望遠レンズを用いた検証実験は、撮影距離を10m、20m、30m、40m、50m、60m、70m、80m、90m、100mで実施した。まず、250mm望遠レンズとの比較のため撮影距離10m～50mの計測結果について比較する。図3-18に600mm望遠レンズでの10m～50mでの与えた変位と計測値の関係をプロットした。計測の誤差は焦点距離250mmのレンズと比較しても大きな差はないが、エラーバーが小さくなり計測値のばらつきが抑えることができています。表3-7に撮影距離別の直径ピクセル数、系統誤差、偶然誤差を示す。40mにおいて系統誤差が0.1mmより大きくなっている点を除けば、系統誤差、偶然誤差は焦点距離250mm望遠レンズと同等の計測精度である。直径ピクセル数を比較すると焦点距離600mm望遠レンズは3倍弱になっているが、計測精度が直径ピクセル数に依存するということは焦点距離600mmのレンズを用いて直径ピクセル数が増加したことによって精度が向上することはなかった。また、同等のピクセル数でも計測精度に少し差がある。

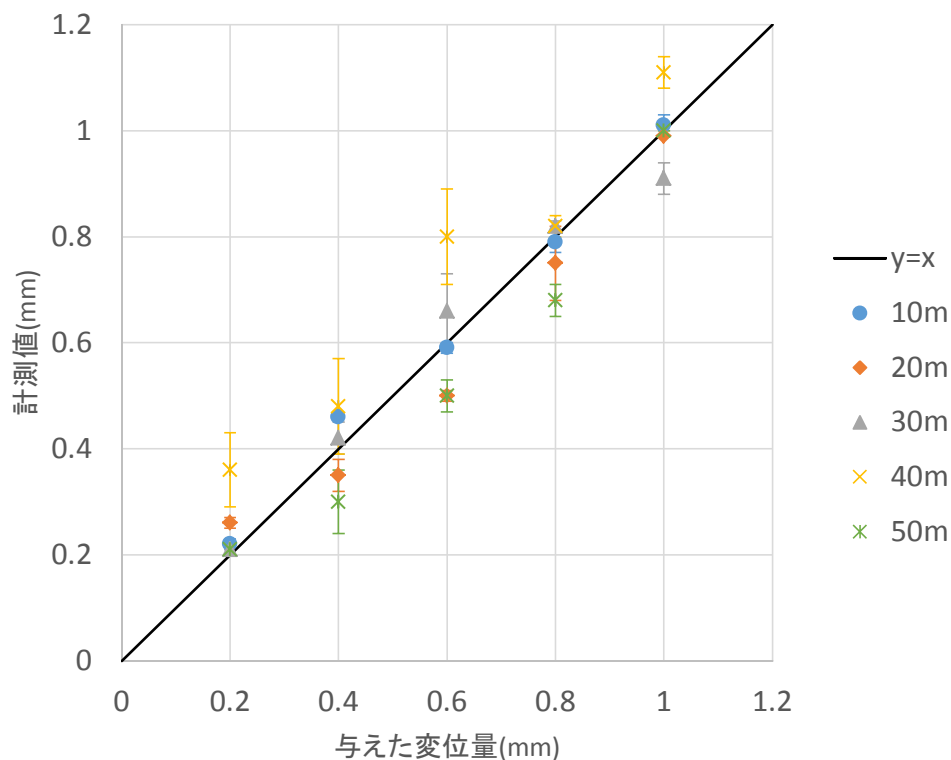


図 3-18 600mm 望遠レンズの計測結果（撮影距離 10m～50m）

表 3-7 撮影距離別計測結果（撮影距離 10m～50m）

撮影距離(m)	10	20	30	40	50
直径ピクセル数(pixel)	261	143	99	74	64
系統誤差(mm)	0.02	0.05	0.04	0.11	0.07
偶然誤差(mm)	0.02	0.03	0.03	0.07	0.06

次に，撮影距離 60m～100m での計測の結果を示す．マイクロメーターにより与えた変位量と計測値の関係を図 3-19 に示す．撮影距離 60m 以降では 50m 以前に比べ計測値の誤差が大きくなっている様子がわかる．5 枚撮影の計測値の標準偏差も大きくなっている．表 3-8 に各撮影距離での計測精度を示す．この撮影距離では系統誤差，偶然誤差ともに 0.2mm 以下の計測精度となった．また撮影距離 100m に近づくにつれて精度が改善されている．

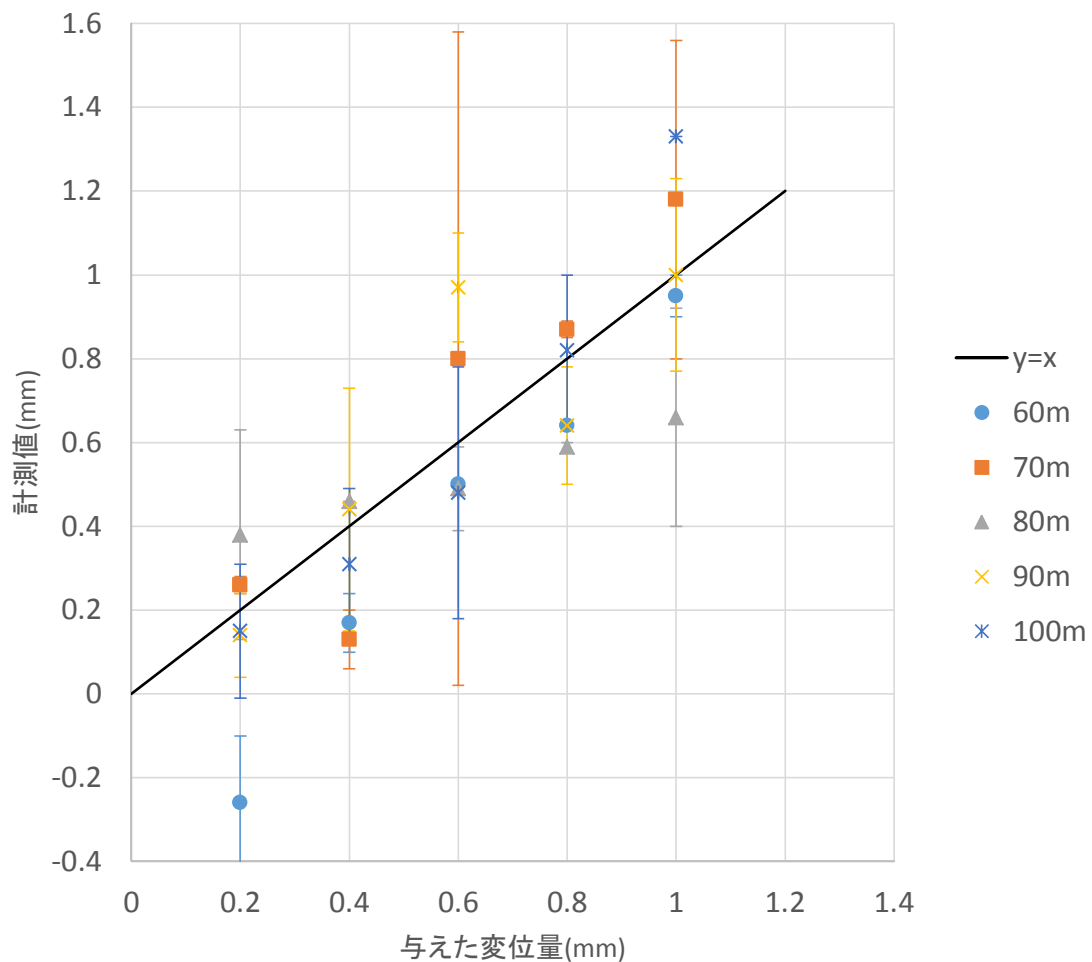


図 3-19 600mm 望遠レンズの計測結果（撮影距離 60～100m）

表 3-8 撮影距離別計測結果（撮影距離 60m~100m）

撮影距離(m)	60	70	80	90	100
直径ピクセル数(pixel)	54	47	42	37	34
系統誤差(mm)	0.20	0.16	0.18	0.13	0.12
偶然誤差(mm)	0.16	0.09	0.11	0.15	0.12

### (3) 計測精度への影響要因の考察

既往の研究では本手法の計測精度は直径ピクセル数にのみ依存するという結論が示されていた。本計測手法の計測精度を高めるには唯一の観測値であるターゲット円の 2 次元座標の誤差を小さくすることが必要である。直径ピクセル数と系統誤差、偶然誤差との関係を示した図 3-20、図 3-21 を見ると、2つの傾向が認められる。約 50pixel を境界にしてプロットされた点の傾きが異なる。特に直径ピクセル数 50pixel 以下の領域では傾きが急になり計測精度も同じ直径ピクセル数でも誤差が大きい。この領域で計測精度を決める直径ピクセル数以外の要因について検討する。本検証では2つの要因について考察する。1つ目は、ターゲット円の重心の 2 次元座標の誤差である。円のような図形のデジタル化において誤差を生み出しているのは、図形の境界線上である。円の直径ピクセル数とは円を表現するピクセルの解像度を簡易に表現したものであり、解像度が上がればデジタル画像での円は真の円に近づく。2つ目は、射影変換による誤差の伝搬である。円の 2 次元座標の誤差が射影変換を行うことによって誤差が拡大されるという可能性である。以上の要因について考察を行い、本手法の計測精度との関係をまとめる。

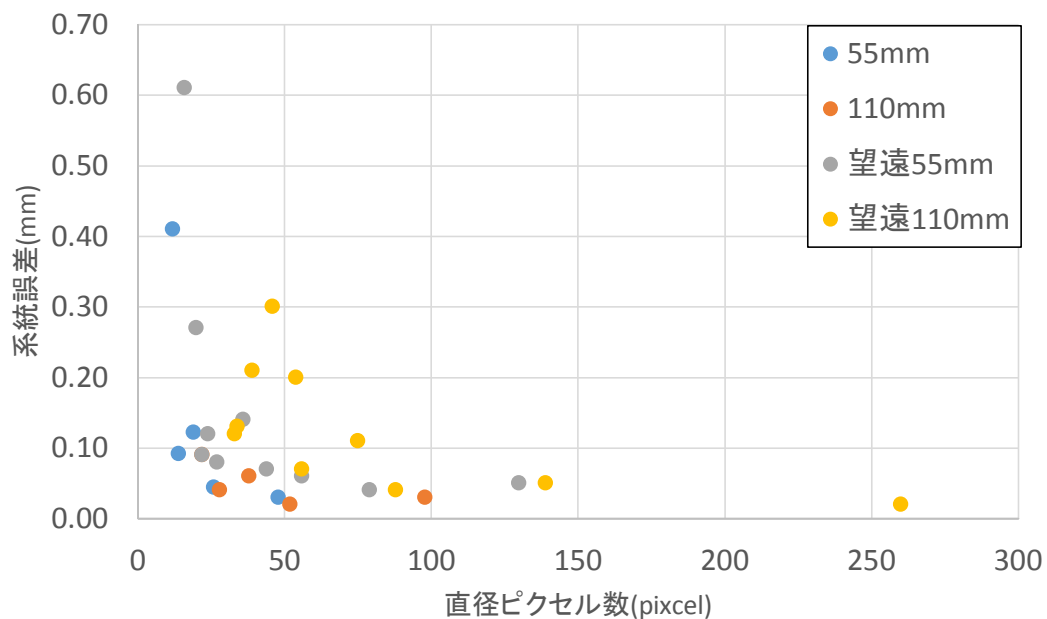


図 3-20 直径ピクセル数と系統誤差の関係

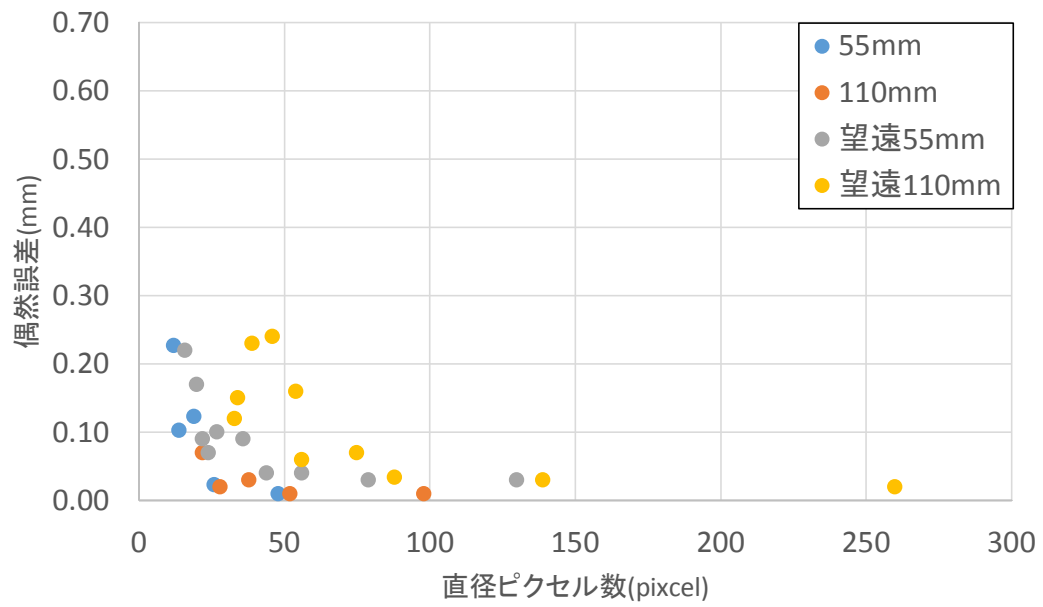
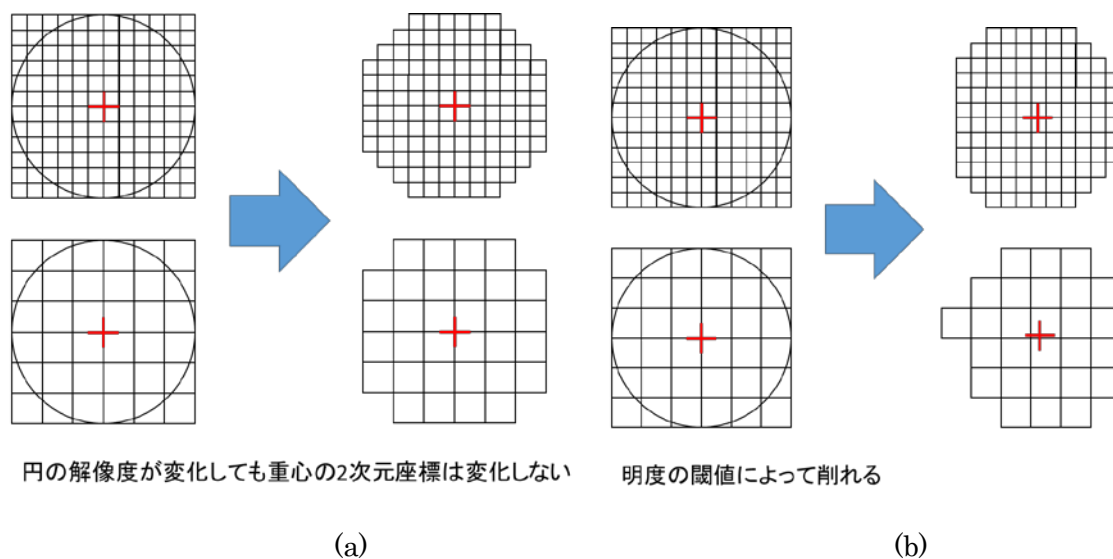


図 3-21 直径ピクセル数と偶然誤差の関係

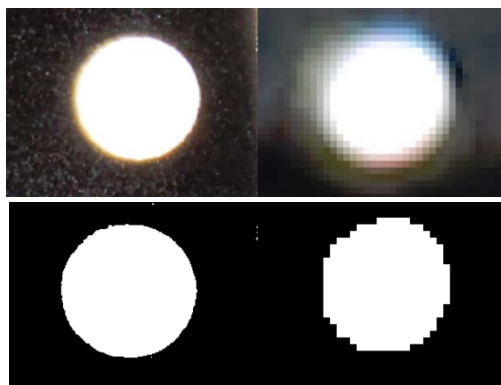
### ① ターゲット円の 2 次元重心座標の誤差

まず重心計算時の誤差について述べる．直径ピクセル数はターゲット円の解像度を表していると考えられる．そこで円の解像度が低下すると精度にどのように影響が出るのか考察する．**図 3-22** に円の解像度の低下を簡易に示す．(a)によると，解像度が低下する，つまり既往の研究で用いられてきた直径ピクセル数が低下するだけでは重心の 2 次元座標は変化しないことがわかる．一方(b)のように，例えば円の左側が削れるような場合，重心の 2 次元座標は変化する．



**図 3-22 解像度の違いと重心座標の関係**

このように円の境界上でピクセルが欠損するあるいは境界線より外のピクセルが含まれる場合に重心の座標が変化する．解像度が低い場合 1 ピクセルが欠損することによる重心のずれは大きくなる．解像度が低下することによりピクセルの欠損が精度に及ぼす影響が大きくなることで精度を低下させる一つの要因であると考ええる．



**図 3-23 ターゲット円の解像度の違いとその 2 値化画像**



## ② 射影変換式による誤差伝搬の影響

射影変換における誤差伝搬の影響について述べる。まず、望遠レンズの効果検証実験で用いた 10m～50m での画像を射影変換の処理をせずに計測を行った結果を図 3-24 に示す。計測値の誤差が低減されている。各撮影距離別の計測精度を表 3-9 に示す。撮影距離 50m までで系統誤差、偶然誤差ともに 0.03mm 以下での計測が可能であった。

次に、60m～100m での計測結果を図 3-25 に示す。表 3-10 を見ると撮影距離 100m においても系統誤差、偶然誤差ともに 0.1mm 以下の計測精度で計測を行うことが可能となった。

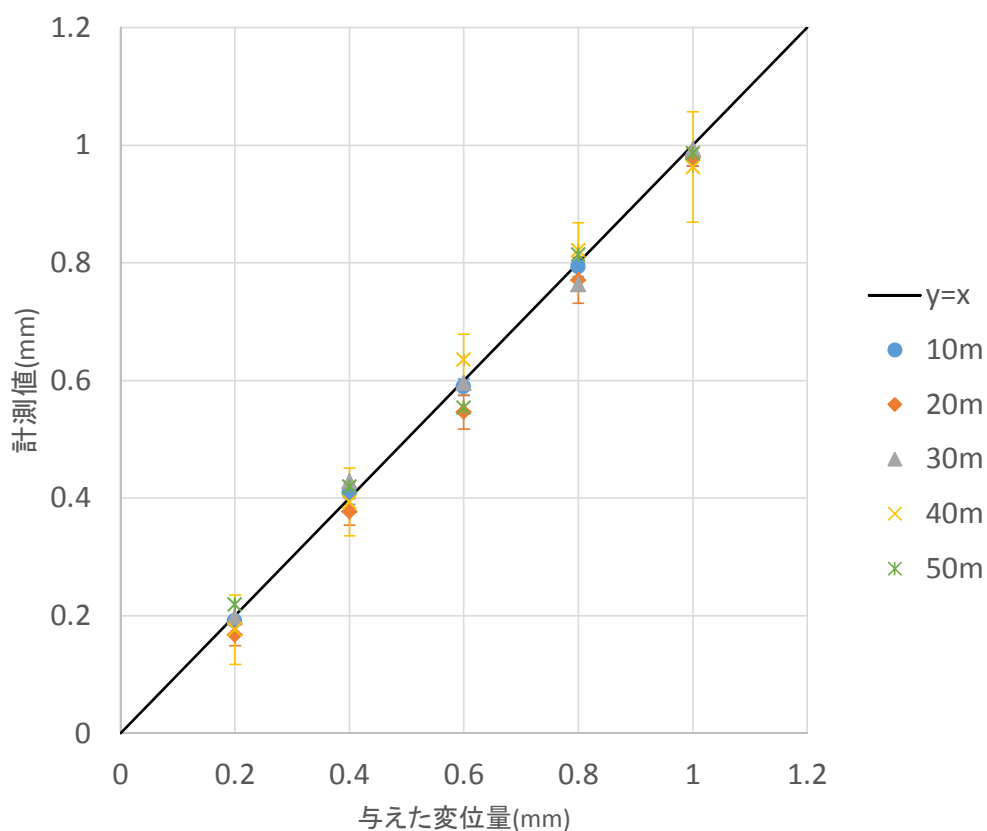


図 3-24 10m～50m の計測結果

表 3-9 撮影距離別の計測精度

撮影距離(m)	10	20	30	40	50
直径ピクセル数(pixel)	261	143	99	74	64
系統誤差(mm)	0.01	0.03	0.02	0.02	0.02
偶然誤差(mm)	0.01	0.01	0.02	0.01	0.01

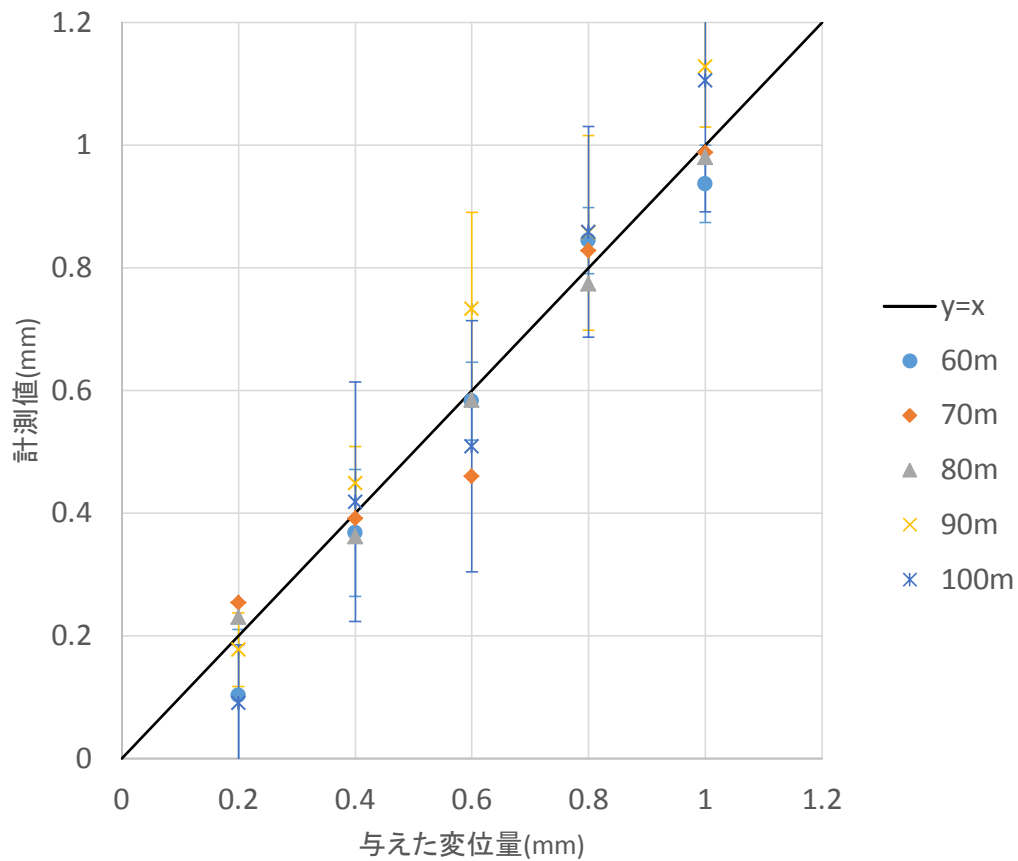


図 3-25 60m~100m の計測結果

表 3-10 撮影距離別の計測精度

撮影距離(m)	60	70	80	90	100
直径ピクセル数(pixel)	54	47	42	37	34
系統誤差(mm)	0.05	0.05	0.03	0.08	0.08
偶然誤差(mm)	0.03	0.05	0.01	0.05	0.04

表 3-11 射影変換前後の円の解像度の違い

撮影距離(m)	直径ピクセル数(pixel)		変換前後の直径ピクセル の数差(pixel)	系統誤差(mm)	偶然誤差(mm)
	射影変換前	射影変換後			
10	261	270	9	0.02	0.02
20	143	283	140	0.05	0.03
30	99	268	169	0.04	0.03
40	74	291	217	0.11	0.07
50	64	272	208	0.07	0.06
60	54	321	267	0.20	0.16
70	47	264	217	0.16	0.09
80	42	265	223	0.18	0.11
90	37	318	281	0.13	0.15
100	34	323	289	0.12	0.12

射影変換なしの計測結果について考察する．射影変換前後の直径ピクセル数の変化の様子を表 3-11 に示すと射影変換によりターゲット円の解像度が向上している．射影変換式は変換前の画像の点 4 点から変換後の画像 4 点の対により射影行列を求めており，変換後の画像のスケールが一定である．そのため変換後の画像を描画する際に拡大されて描画される．画像処理では画像の画素は，格子状配列に配置され，その中心に標本点があるとみなせる．変換前の入力画像について座標変換をすべての座標に対して適用した場合，必ずしも画素の中心に変換されず元の標本点からずれてしまうことがある．特に図 3-26 のような画像を拡大するような変換では，変換後の座標の間にすき間が生じる．そこで変換後の出力画像にすき間があかないように，逆変換を用いた内挿法(補間法)によって実現する<sup>3-10)</sup>．

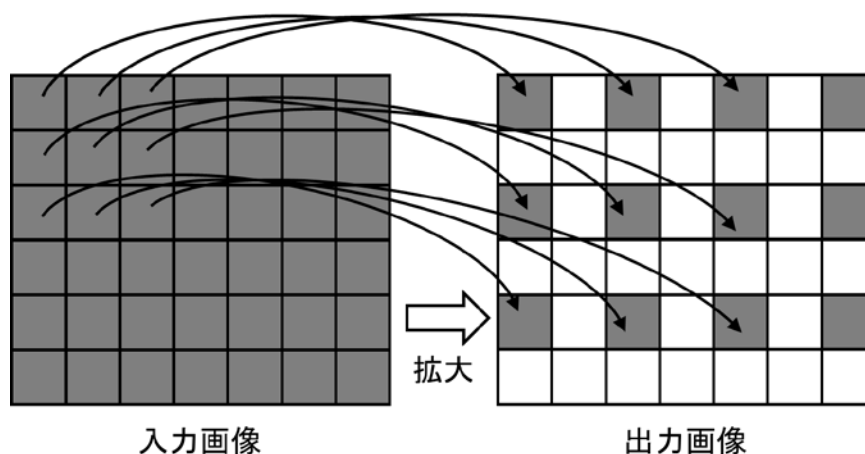


図 3-26 画像の拡大<sup>3-7)</sup>

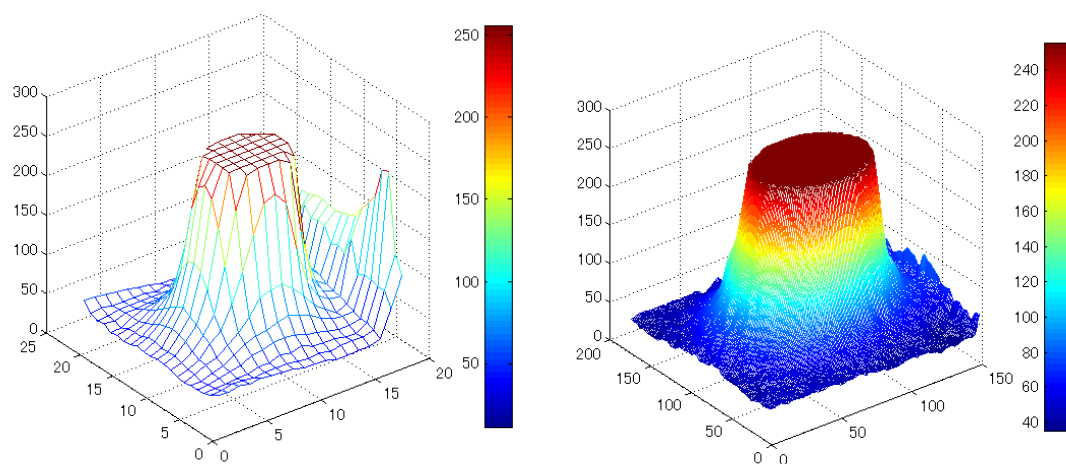
本手法の変換後画像の描画の際は線形補間法を用いている．変換時の補間により誤差が拡大していると考えられる．本検証では重心計算での明度の閾値は 204 である．図 3-27 の射影変換前の明度分布を見ると，解像度は小さいが境界が明瞭である．射影変換後の明度分布を図 3-28 に示す．射影変換前に比べて解像度が増加している．閾値周辺のピクセルがなめらかにつながっており閾値の設定によって重心計算に係るピクセルが変わっている．また，図の明度分布では，射影変換前に円の左側の明度が少し小さい．これが射影変換後には左側に少し膨らんでいる．

以上の要因が，重心 2 次元座標の誤差のつながっていると考えられる．変位一定のまま撮影距離を変化させ撮影した写真 5 枚のターゲット円の 2 点間距離を計測しそのばらつきを確認した．図 3-29 に射影変換を行った画像 5 枚の 2 点間距離を計測した結果を示す．5 枚の計測値が徐々にずれていくことが見て取れる．これが計測の誤差につながると考えられる．表 3-12 に撮影距離別の標準偏差と系統誤差，偶然誤差を示す．標準偏差と系統誤差，偶然誤差の間に相関は見られない．

しかし，計測値の平均がずれていくことにより計測精度の低下につながっていると考えられる．次に射影変換を行わずに画像 5 枚の 2 点間距離を計測した結果を図 3-30 に示す．5 枚計測の標準偏差は射影変換を行った時と撮影距離ごとに比較するとあまり差がない．し

かし写真五枚の計測値の系統的なずれが軽減されていることが見て取れる。

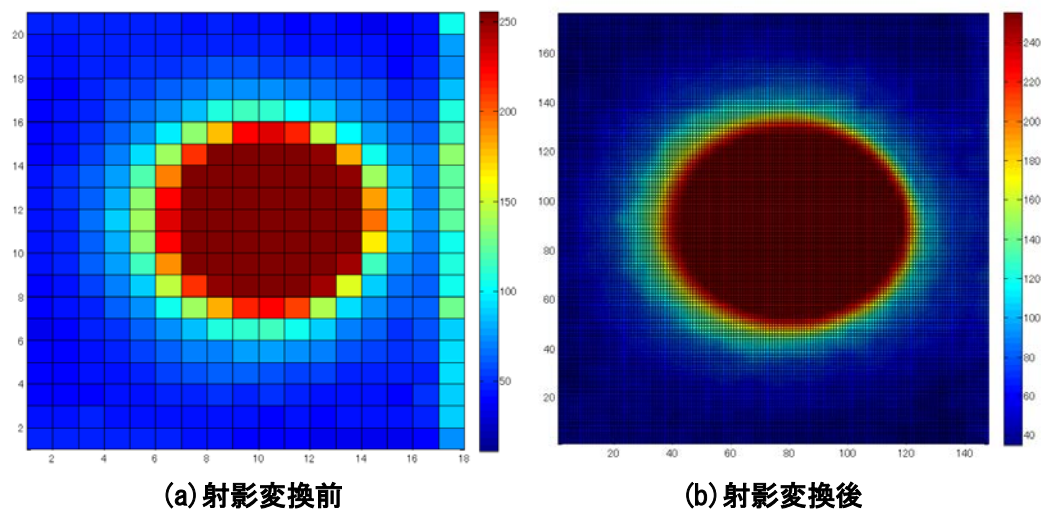
以上に結果から解像度が低下してきた場合、射影変換の処理を行うと計測の誤差が大きくなることが確認できた。ターゲット円の解像度が低下した場合は射影変換の処理を行わずに計測することにより本手法の計測精度を高精度に保つことができることを実証した。



(a) 射影変換前

(b) 射影変換後

図 3-27 射影変換前後の明度分布 (3D 比較)



(a) 射影変換前

(b) 射影変換後

図 3-28 射影変換前後の明度分布 (平面比較)

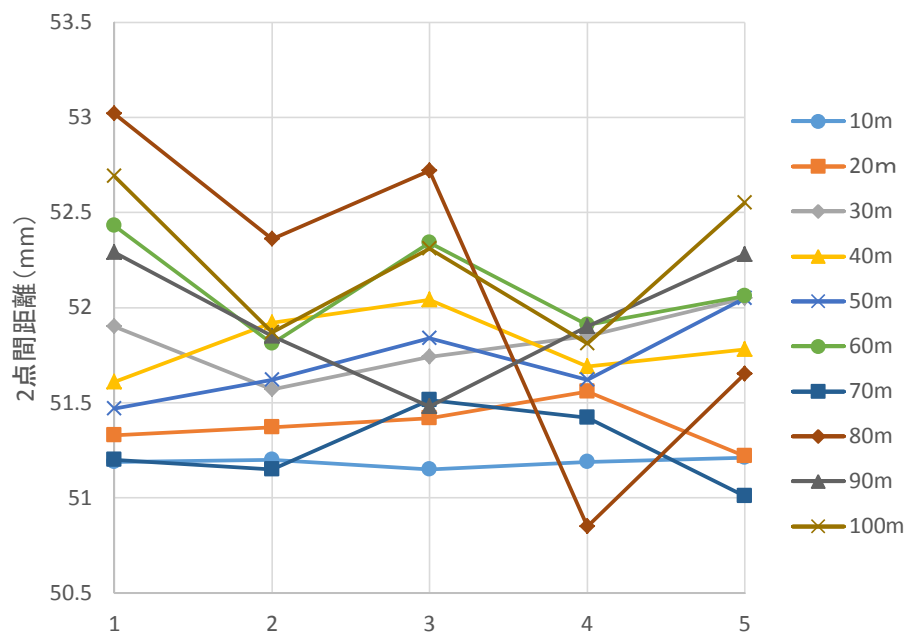


図 3-29 射影変換を実施した撮影距離別 2 点間距離

表 3-12 射影変換を実施した 2 点間距離の標準偏差

撮影距離 (m)	10m	20m	30m	40m	50m
標準偏差	0.01	0.07	0.1	0.01	0.15
系統誤差(mm)	0.02	0.05	0.04	0.11	0.07
偶然誤差(mm)	0.02	0.03	0.03	0.07	0.06

60m	70m	80m	90m	100m
0.02	0.18	0.21	0.14	0.14
0.20	0.16	0.18	0.13	0.12
0.16	0.09	0.11	0.15	0.12

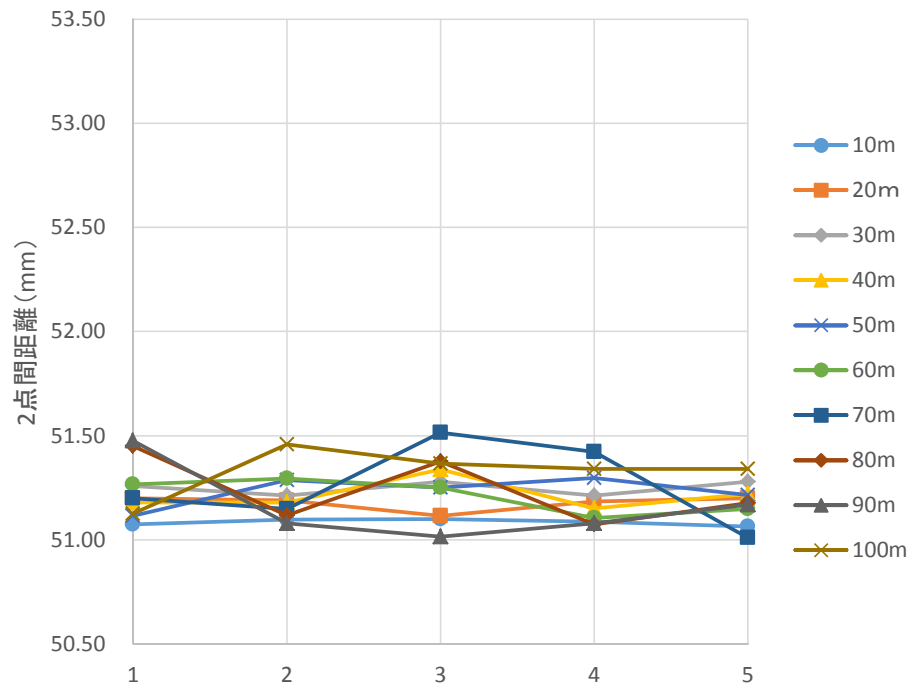


図 3-30 射影変換を実施しなかった撮影距離別 2 点間距離

表 3-13 射影変換を実施しなかった 2 点間距離の標準偏差

撮影距離 (m)	10m	20m	30m	40m	50m
標準偏差	0.01	0.03	0.03	0.07	0.07
系統誤差(mm)	0.01	0.03	0.02	0.02	0.02
偶然誤差(mm)	0.01	0.01	0.02	0.01	0.01

60m	70m	80m	90m	100m
0.07	0.18	0.15	0.16	0.11
0.05	0.05	0.03	0.08	0.08
0.03	0.05	0.01	0.05	0.04



#### (4) 遠距離撮影の撮影角度の検証実験

以上の検証により、ターゲット円の解像度が落ちる場合は射影変換処理を行わずに解析を行うことで遠距離撮影が高精で実施できることがわかった。そこで、この計測条件となった場合の撮影角度について精度検証を行う。撮影距離を 10m, 30m, 50m, 100m で撮影角度を $0^{\circ}$ (正対した位置),  $15^{\circ}$ ,  $30^{\circ}$ ,  $45^{\circ}$ ,  $60^{\circ}$ の 5 パターンで変化させ写真を撮影し、射影変換の処理を行わずに実験を行った。変位量は初期値の撮影後、0.20mm ずつ変位を与え最大 1.00mm の変位を与えた。図 3-31, 図 3-32 を見ると撮影角度が大きくなるにつれて計測値が下方に系統的にずれていく傾向がわかるが、これは他の撮影距離でも見られた現象であった。表 3-14 に各撮影距離の撮影角度と系統誤差, 偶然誤差を示す。撮影角度  $30^{\circ}$  までで系統誤差, 偶然誤差ともに 0.1mm 以下で計測が可能である。

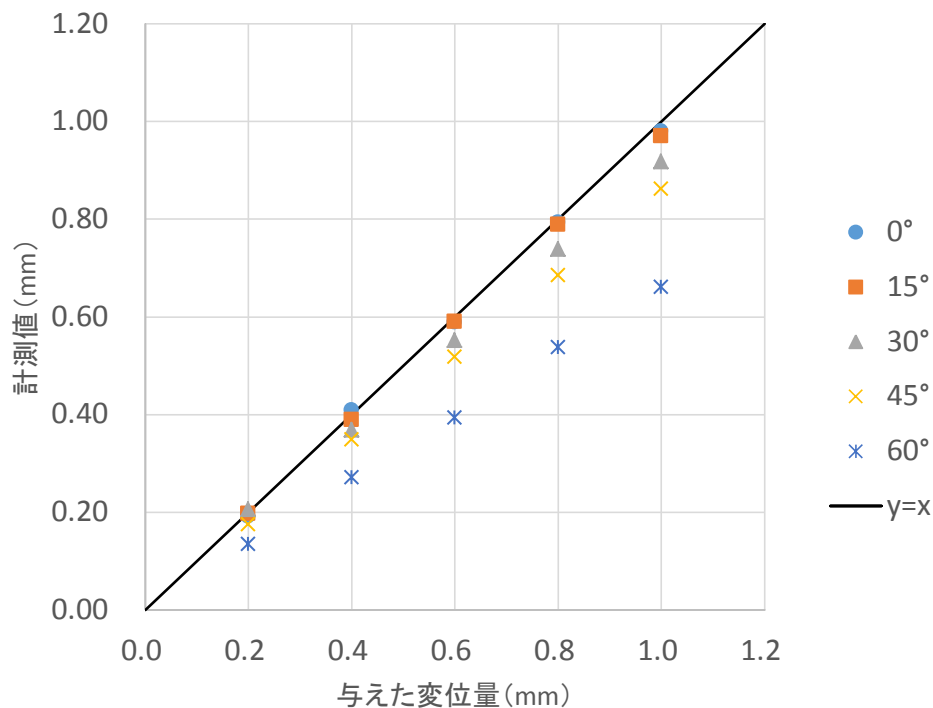


図 3-31 撮影距離 10m での計測結果

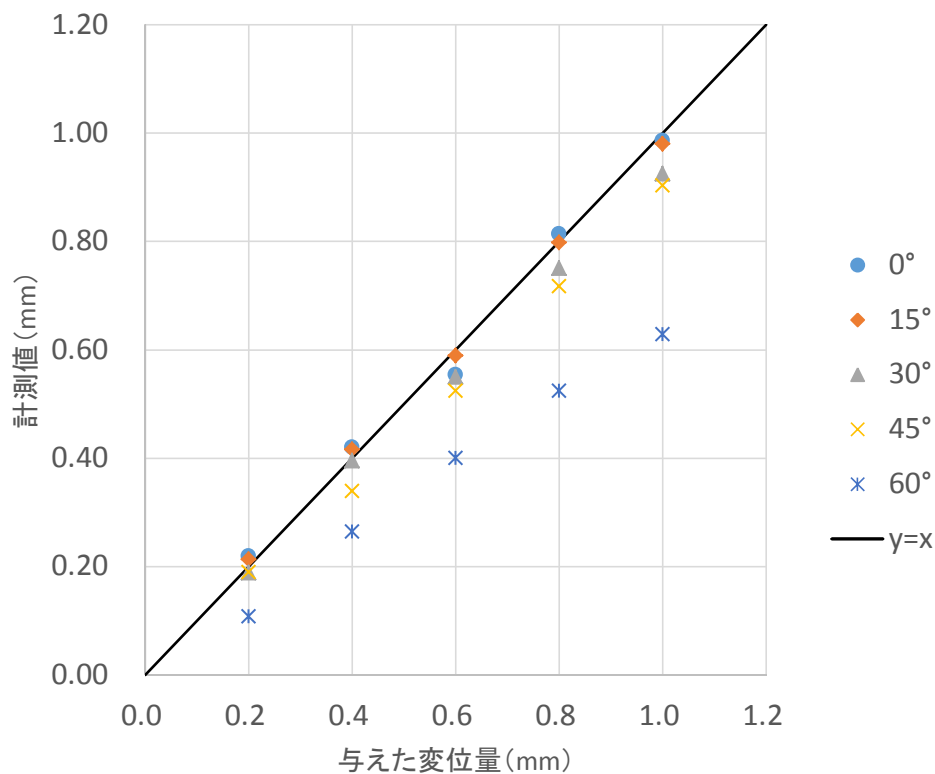


図 3-32 撮影距離 50m での計測結果

表 3-14 撮影距離ごとの撮影角度と計測精度の関係

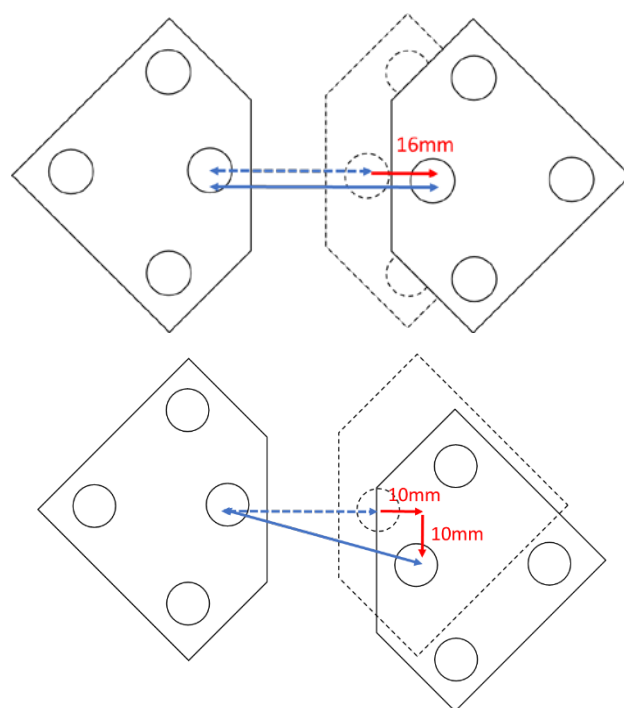
撮影距離(m)	撮影角度	0°	15°	30°	45°	60°
10m	系統誤差(mm)	0.01	0.01	0.05	0.08	0.20
	偶然誤差(mm)	0.01	0.01	0.03	0.05	0.11
30m	系統誤差(mm)	0.02	0.01	0.01	0.21	0.28
	偶然誤差(mm)	0.02	0.01	0.01	0.07	0.11
50m	系統誤差(mm)	0.02	0.01	0.04	0.07	0.22
	偶然誤差(mm)	0.01	0.01	0.03	0.03	0.11
100m	系統誤差(mm)	0.08	0.09	0.06	0.09	0.17
	偶然誤差(mm)	0.04	0.04	0.04	0.05	0.07

#### (5) 遠距離計測実験まとめ

遠距離撮影では、ターゲット円が小さく写ることにより円の解像度が低下する。ターゲット円を大きく写すために本検証ではターゲットの大型化と望遠レンズを用いて実験を行い、いずれも効果があることを実証した。また、円の解像度が低くなる場合は射影変換の処理を行わないことにより、100m 先のターゲットでも撮影角度 30° 以内であれば計測精度 0.1mm 以下で計測が可能であることを実証した。

### 3.2.4 2方向検出の検証実験

現場での計測の実用性を高めるため、2方向の変位を同等の精度で計測可能かの検証を行った。実際のトンネルや擁壁に発生したひび割れは開口方向に進行すると同時にせん断方向にも進行することも十分考えられる。構造物において開口方向はコンクリートの温度変化による膨張収縮の影響等も考えられるが、せん断方向に変位がある場合は構造上の問題が発生している可能性がある。従来のノギスや簡易なクラックゲージでは2点間の距離を開口量とすることが多いため、二次元平面での解析が可能となることで、より汎用性が高まると考える。図3-33を用いて本検証について述べる。



(a)1方向(x方向)にのみ変位 (b)2方向(y方向)に変位

図3-33 1方向変位と2方向変位の違い

仮に、クラックゲージの計測より2つの測定点が16mm変位したという結果が得られたとする。(a)は開口方向にのみ16mm変位した場合であり、(b)は開口方向に10mm、ずれ方向に10mm変位し、結果この二方向の変位量が合成されて16mmの変位という結果が得られた場合を示している。従来のひび割れ計測手法では、(a)と(b)の違いを明確にすることは難しく、その結果以後の構造物の補修計画を適切に立てることが難しいとされている。このような状況から、本計測のターゲット白円の重心の2次元座標からひび割れの変位量を検出するという特徴からひび割れ幅を開口方向とせん断方向に分けて検出可能かどうかの検証を行った。本実験ではx方向(開口方向)およびy方向(せん断方向)に変位を与えるこ

とが可能な装置を用い，x 方向，y 方向に 0.2mm ずつ等しく変位を与え実験を行った．撮影距離は 1m，3m，5m でターゲットに正対した位置から撮影を行った．レンズの焦点距離は 50mm である．**図 3-34** に実験結果を示す．そして，方向別の系統誤差と偶然誤差を**表 3-15** に示す．実験を行った撮影距離すべてにおいて系統誤差，偶然誤差ともに 0.1mm 以下で計測を行うことが可能であった．これらの結果より，近距離撮影の結果と比較しても x 方向の変位と等しい精度で y 方向の変位も検出できていることがわかる．これにより，2 方向変位計測の実用性を示した．

**表 3-15 2 方向の計測精度**

撮影距離(m)	x方向		y方向	
	系統誤差(mm)	偶然誤差(mm)	系統誤差(mm)	偶然誤差(mm)
1m	0.00	0.00	0.01	0.00
3m	0.02	0.02	0.03	0.00
5m	0.06	0.03	0.01	0.01

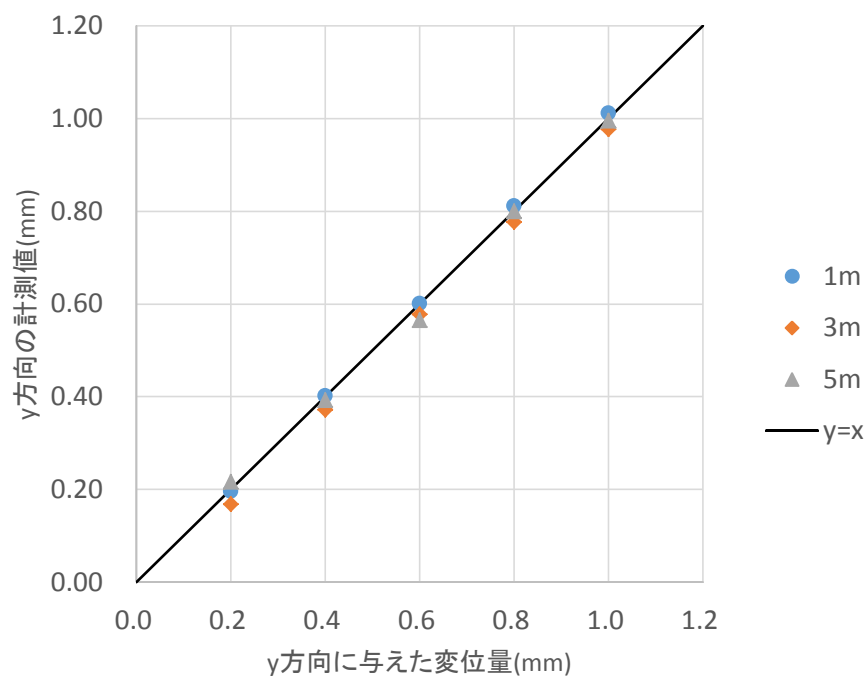
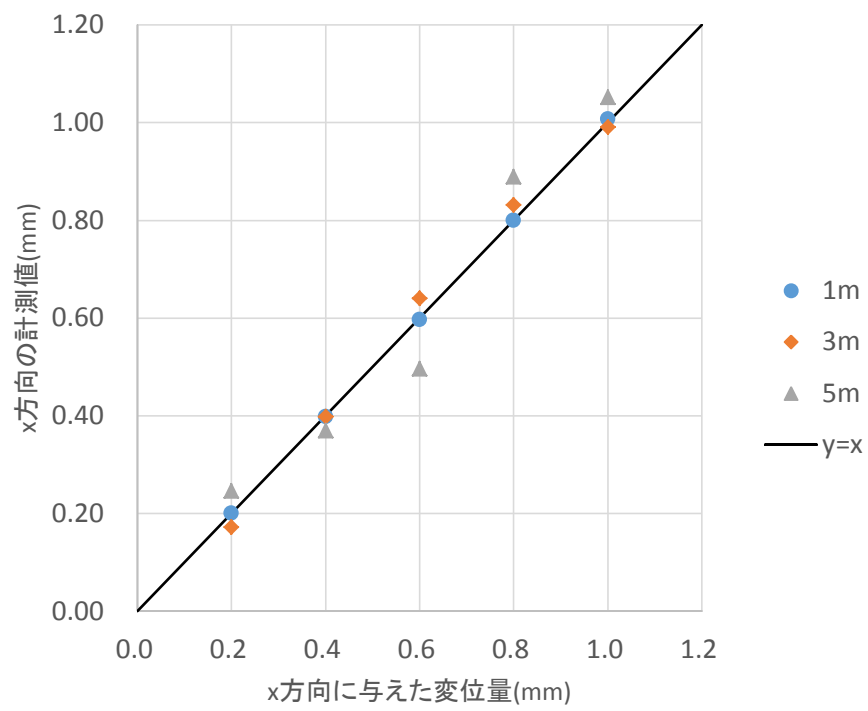


図 3-34 撮影距離別 2 方向実験結果

### 3.2.5 維持管理への適用

本項では、本計測手法を実際の構造物のひび割れ幅計測法として適用した例を示す。本研究で計測を行った現場は3か所である。まず1箇所目の計測箇所は、ダム貯水池の岸に位置するコンクリート製のスロープである。こちらは平成23年にひび割れが発生してから約2年間にわたって計測を行い、平成25年9月に崩壊した。2箇所目は、インフラ構造物である発電所内部のコンクリートに発生した亀裂である。3箇所目は遠距離撮影の実用例として橋梁基礎のひび割れ計測への適用例を示す。

#### 事例1：湛水地護岸コンクリート製スロープ

##### (1)現場概要

対象とする構造物は、某ダム貯水池の右岸側に位置するコンクリート製スロープである(図3-35)。平成23年度の出水時にスロープの貯水池側が護岸の洗掘により沈下したことにより、ひび割れが発生した。対象ダムは運用水深5～6mと水深が浅く、ダムの放流を行うと河川状態になる。このため計測対象のスロープ付近は通常の運用状態でも河川の流れにより護岸が洗掘されることに加え、降雨などにより水位が上昇した際に流速が増し洗掘がより進行すると考えられる。ターゲットの変位はこの洗掘の速度に関係する可能性があり、計測を実施した。

計測は平成23年12月9日に初期値撮影を行い、平成25年9月4日まで計31回の計測を行った。撮影間隔は約1か月ごとである。最終撮影日以降はスロープの貯水池側のブロックが崩壊した。また平成24年2月16日撮影時にターゲットに損傷があり解析パターンを変更し、その後、流木の衝突により損傷がひどくなったため平成24年12月27日に新たにターゲットを設置している。ターゲットの設置方法はコンクリートへの接着剤による直接接着である。計測の際使用した機器は市販のコンパクトデジタルカメラで撮影を行った。写真は5枚撮影し5枚の平均値を計測値とした。



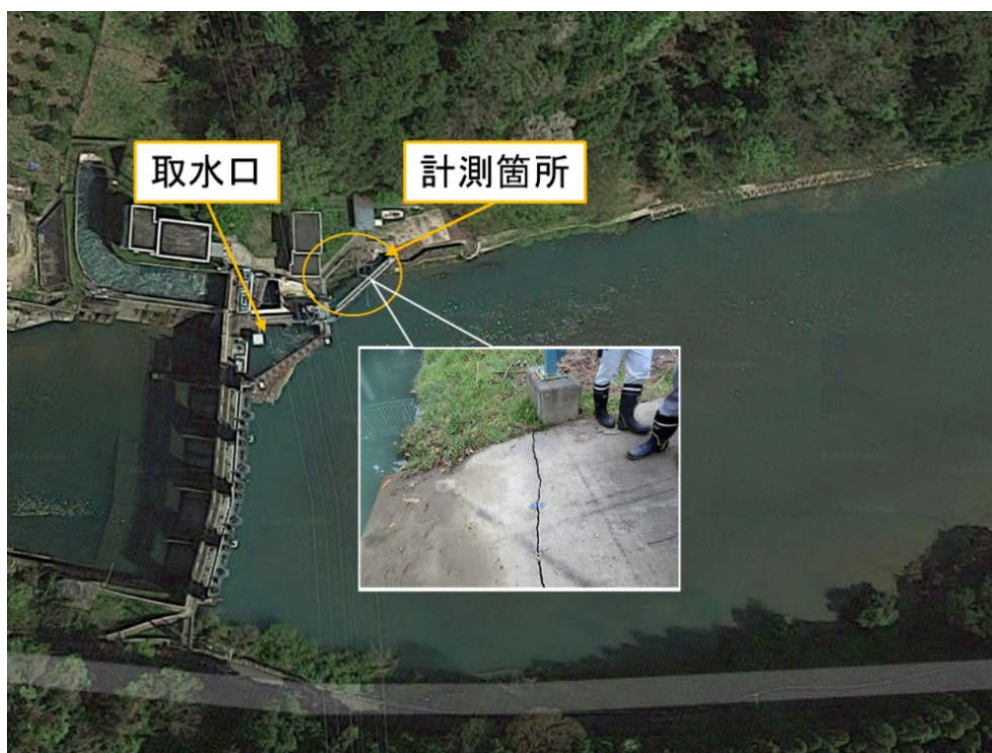


図 3-35 計測箇所の様子

## (2) 計測結果

計測結果を表 3-16 に示す。計測結果を見ていくと、ひび割れが進行性のものであることがわかる。ひび割れの月間の平均変化量は  $2.44\text{mm/月}$  と開口速度が速いことがわかる。図 3-36 にひび割れの累積変化量をプロットした図を示す。平成 25 年 2 月 12 日以降のプロットを見ると累積変化量のプロットがばらつき、値が増減しているのが見て取れる。この現象について考察を行う。計測の誤差という可能性を考えると前述した 3.2 項での検証実験で示した通り、撮影距離 1m 程度では計測の精度は  $0.00\text{mm}$  とほぼ一致することが実証されている。

表 3-16 全計測結果

計測回	日付	気温(平均気温)	2点間距離(mm)	変位置(mm)	累積量(mm)
1	H23.12.9	4.7	52.49		
2	H23.12.15	7.3	52.93	0.45	0.45
3	H24.1.13	3.0	53.84	0.91	1.35
4	H24.2.16	1.4	54.77	0.93	2.28
5	H24.3.14	2.7	56.65	1.88	4.16
6	H24.4.17	12.5	59.24	2.59	6.75
7	H24.5.17	19.1	61.08	1.85	8.60
8	H24.6.20	21.4	63.50	2.42	11.01
9	H24.7.19	27.0	66.50	3.00	14.01
10	H24.9.5	25.7	70.67	4.17	18.18
11	H24.9.24	20.0	73.37	2.70	20.88
12	H24.10.22	17.0	75.13	1.75	22.64
13	H24.11.27	6.4	77.59	2.46	25.10
14(旧), 15(新)	H24.12.27	-0.3	79.70	2.11	27.21
16	H25.1.28	1.0	83.48	3.78	30.99
17	H25.2.12	2.1	82.95	-0.53	30.46
18	H25.3.22	8.2	93.53	10.58	41.04
19	H25.4.3	10.8	94.47	0.94	41.98
20	H25.4.5	15.1	96.42	1.95	43.93
21	H25.4.8	9.7	94.92	-1.50	42.43
22	H25.5.10	14.5	88.41	-6.50	35.93
23	H25.6.12	25.6	109.14	20.73	56.65
24	H25.6.26	20.3	99.86	-9.28	47.37
25	H25.7.3	23.2	97.74	-2.12	45.25
26	H25.7.5	27.9	93.95	-3.78	41.47
27	H25.7.22	27.2	99.82	5.87	47.33
28	H25.7.25	26.9	99.83	0.01	47.35
29	H25.8.16	26.7	102.80	2.96	50.31
30	H25.8.27	23.1	102.14	-0.66	49.65
31	H25.9.4	21.2	104.15	2.01	51.66

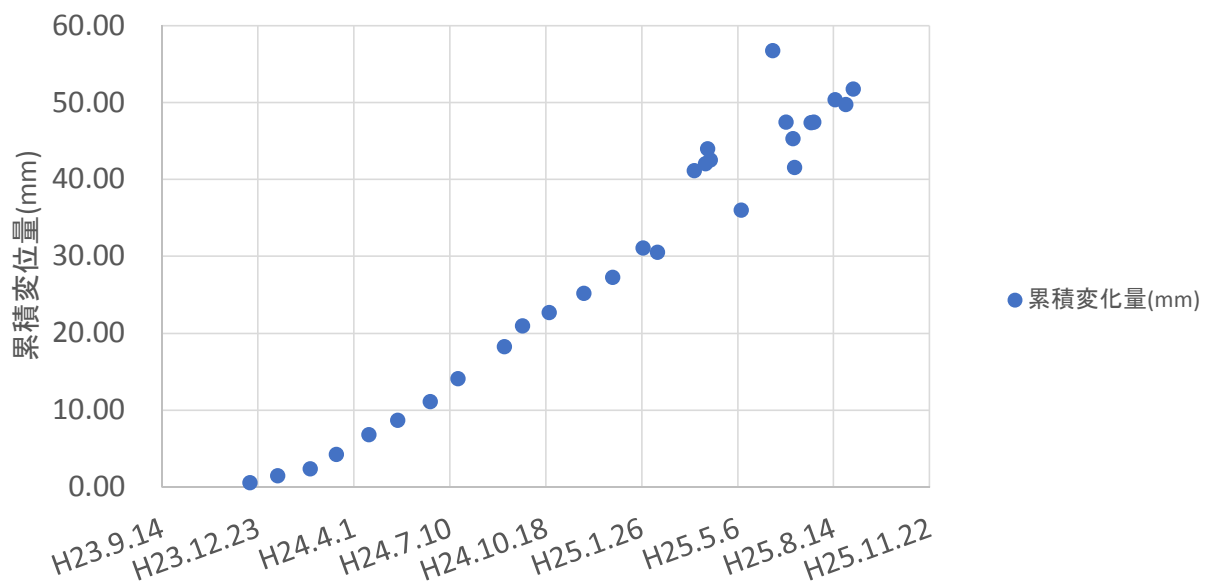
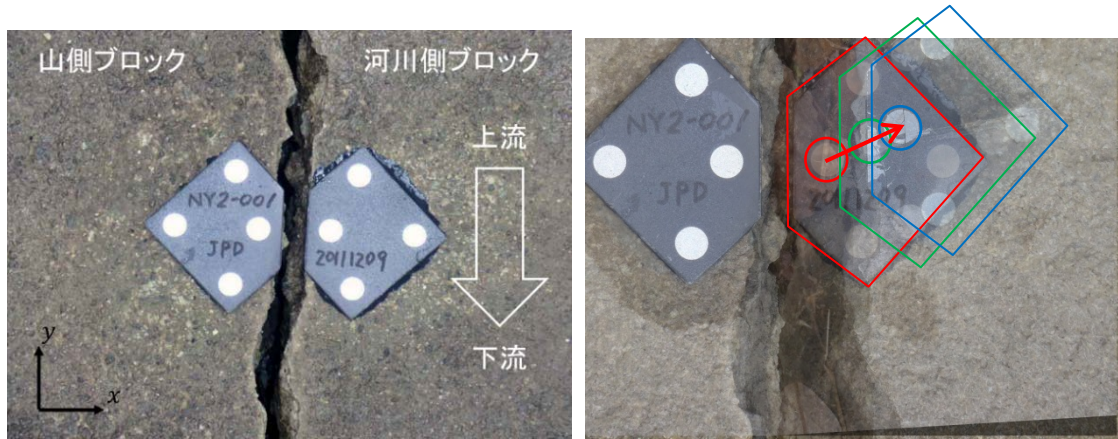


図 3-36 ひび割れの累積変化量

このばらつきに関してはひび割れの変位を開口方向(x 方向)とせん断方向(y 方向)の 2 方向に分解すると特徴が現れる。図 3-37 に示すように開口方向はターゲットが開く方向を正、せん断方向はターゲットが上流側に動く方向を正としている。累積変位量を月間変位量に換算し 2 方向に分解した結果を図 3-38 に示す。開口方向に 2.39mm/月、せん断方向に月間変位量 0.77mm/月でひび割れが進行しており、開口方向に卓越したひび割れであった。ひび割れの進行は護岸が洗掘されることにより河川側のブロックが重力により落下していくためであると考えられる。ひび割れのせん断方向成分が上流側に進行しているのは洗掘が上流側から進行しているからであると考えられる。図 3-39 に示す実際の崩壊後の写真を見ても上流側から洗掘が進行していることがわかる。開口方向の累積変位量をプロットしたものを図 3-40、せん断方向の累積変位量をプロットしたものを図 3-41 に示す。この結果を見ると、先ほど述べたひび割れ変化のばらつきは開口方向に現れているが、せん断方向には現れていないことが見て取れる。屋外での計測のため温度変化によるひび割れの膨張・収縮も考えられるが変位量は最大 20.73mm の変位があるため温度変化のみの影響とは考えられない。つまり計測の誤差ではなくスロープに異常が発生しひび割れの変動が起こったと考えられる。

ひび割れの挙動を正確に把握することは、その後の維持管理計画を決定するための有益な情報となる。2 方向に分割することによりひび割れ幅の変化の特徴を抽出し、実際の現場でのモニタリング技術としての実用性を示した。



(a) 設置直後

(b) 河川側ブロックの変化状況

図 3-37 開口方向とせん断方向の向き

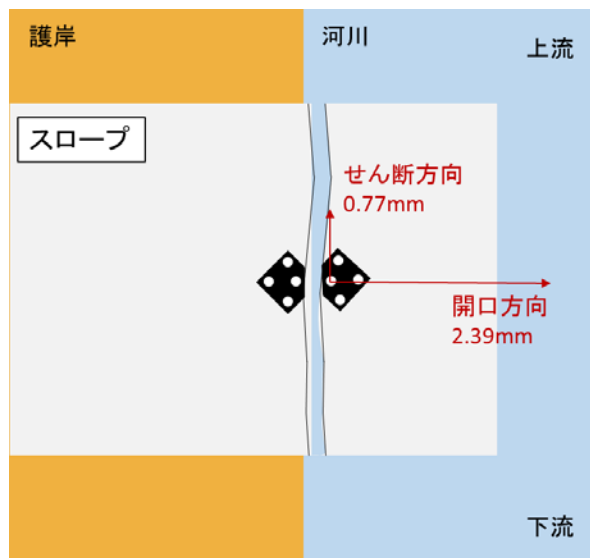


図 3-38 方向別の月間変位量

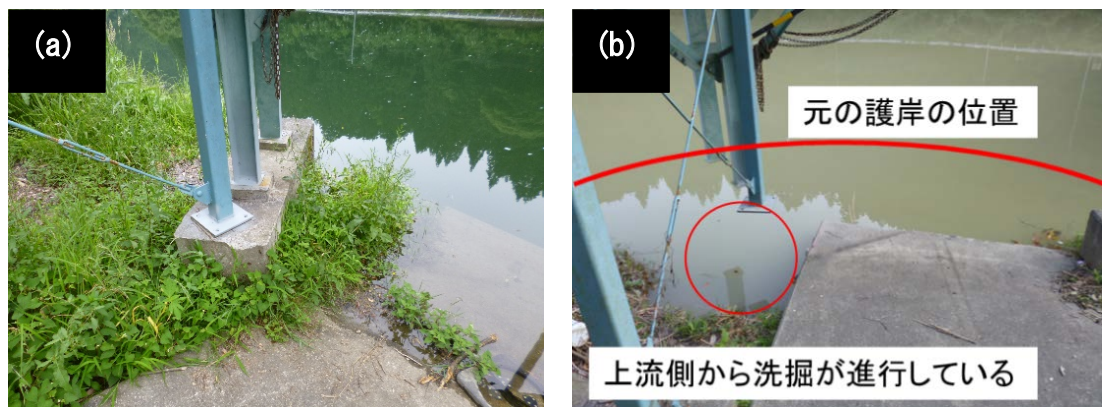


図 3-39 崩壊前後の護岸の洗掘状況(電源開発株式会社提供)

(a) 崩壊前, (b) 崩壊後

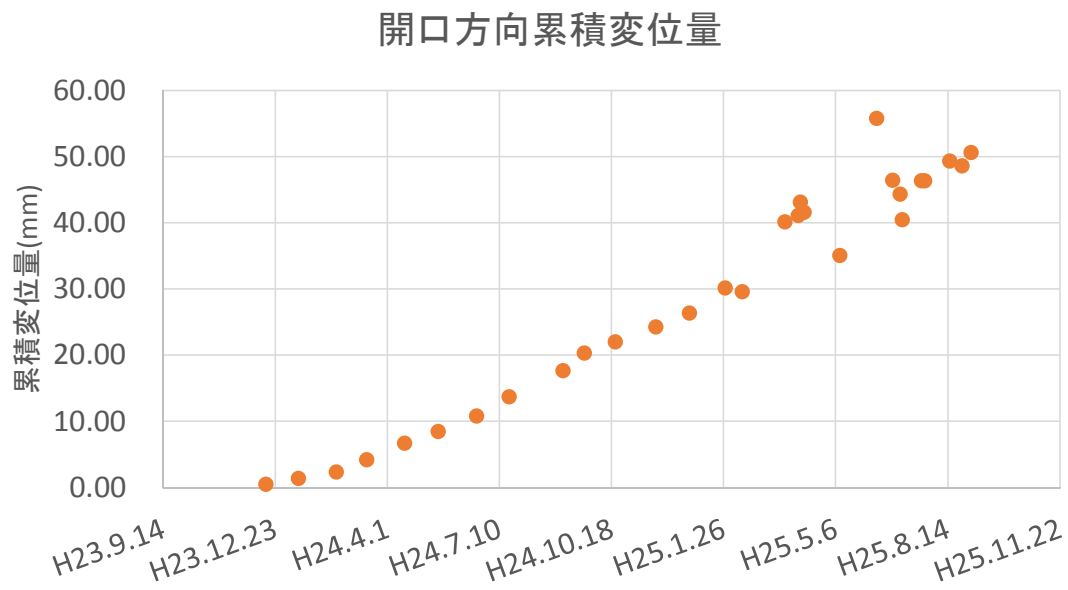


図 3-40 開口方向の累積変化量

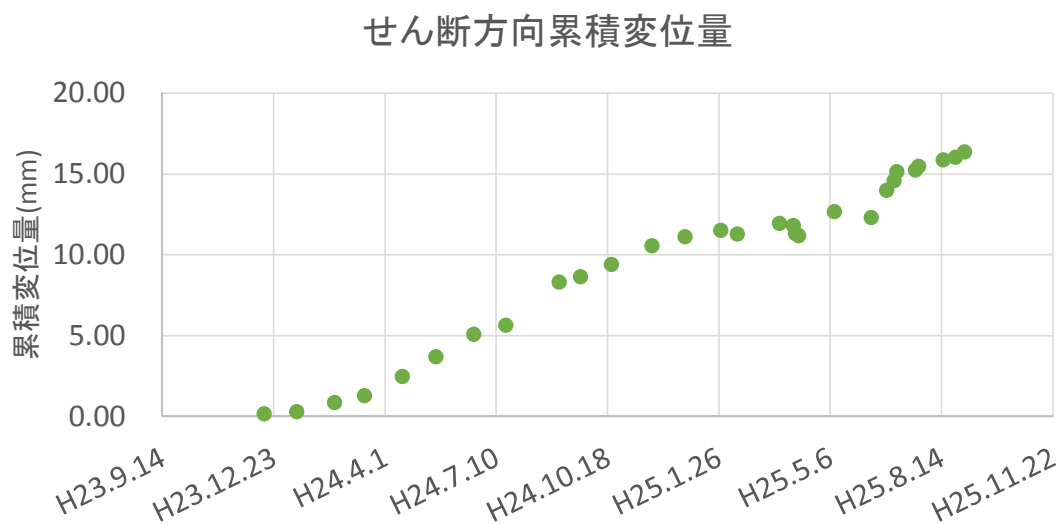


図 3-41 せん断方向の累積変化量

#### (4) まとめ

本手法をコンクリート製スロープのモニタリングに適用して得られた結果を下記に示す。  
ひび割れの変位を 2 方向に分解することで開口方向に 2.39mm/月，せん断方向に 0.77mm/月という開口方向に卓越したひび割れであると判定することを可能とした。実構造物においてひび割れの変位方向と変位量を判定することにより本手法の実用性を示した。



## 事例 2：地下発電所の維持管理

### (1)現場概要

電力設備である地下発電所のコンクリート壁面上に認められるひび割れを対象に適用された。当ひび割れは建設初期より認められたが、その幅の変動量については不明であった。ひび割れは側面から天井まで約 5mの間連続して発生しており、その進展挙動を把握したいものの有効な計測手段による定量化が行われておらず、本計測の適用によりひび割れ幅の変化の計測を実施した。計測箇所は地下発電所の図 3-42 に計測例示するような天井部分であり、通常で手の届かない位置であるため本計測手法が効率的に実施可能であった。



図 3-42 地下発電所構内でのひび割れ幅変動量の計測(電源開発株式会社提供)

### (2)計測結果

計測対象箇所は、屋内であるため日照などの影響による温度変化の季節変動は少ないと考えられた。表 3-17 は、代表的な地点として S-1 地点の計測期間中のひび割れ幅の変化を計測した結果を示す。これによれば変位量は初期値より $+0.19\text{mm}$ ～ $-0.23\text{mm}$  となり変位を示す傾向は認められない。図 3-43 には、全 11 地点の測定結果を示す。同時に示す当該箇所の気温データを掲載したが、季節変動に以外の変動は認められない。S-6 および S-8 地点の開口量は大きいものの、この 2 箇所はコンクリートブロック継ぎ目に相当するため、拡大～収縮量が大きくなっていると考えられる。これを含めて、これらの結果から本計測結



果は開口するトレンドは認められない。対象箇所は今後も年 1 回程度の計測を行い、地震などの災害時にのみ計測により管理する維持管理計画を立案できた。

表 3-17 S-1 地点の計測値一覧（例）

撮影回	年月日	撮影枚数	2 点間距離(mm)		
			距離	変位量	累積量
1	H25.8.27	5	23.33	－	－
2	H25.9.18	5	23.19	－0.14	－0.14
3	H25.10.25	5	23.24	0.05	－0.09
4	H25.11.20	5	23.28	0.04	－0.05
5	H25.12.24	5	23.37	0.09	0.04
6	H26.2.17	5	23.47	0.10	0.14
7	H26.3.20	5	23.52	0.05	0.19
8	H26.4.30	5	23.48	－0.04	0.15
9	H26.6.16	5	23.25	－0.23	－0.08
10	H26.8.27	5	23.10	－0.15	－0.23
11	H26.10.28	5	23.23	0.13	－0.10
12	H26.12.25	5	23.42	0.19	0.09
13	H27.2.17	5	23.39	－0.03	0.06
14	H27.4.20	5	23.33	－0.06	0.00
15	H27.6.25	5	23.25	－0.08	－0.08
16	H27.8.21	5	23.15	－0.10	－0.18
17	H27.10.27	5	23.26	0.12	－0.07

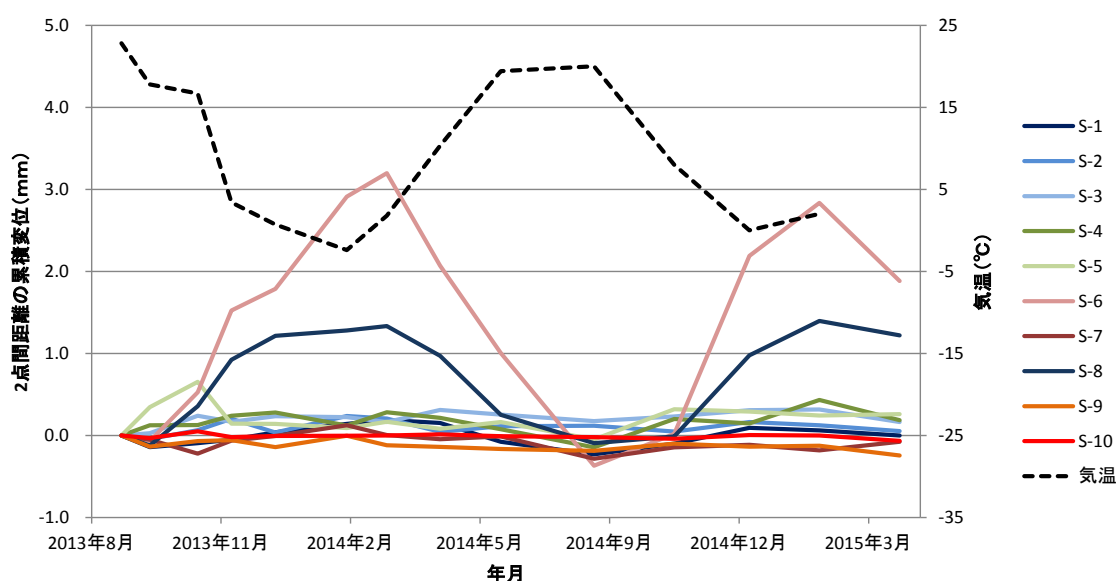


図 3-43 地下発電所での計測結果一覧

### 事例 3：橋梁基礎構造物の維持管理

#### (1) 現場概要

計測対象とした構造物は、電力設備（電源開発（株）の管理施設）である圧力水路管の橋梁コンクリート橋脚部分に発生したひび割れである。周辺は地すべり・崩壊や深層崩壊が多く発生する地点であり、土砂災害による土石流が橋梁に対して影響を与えることが想定された。また計測対象点は直接ゲージを設置したり、直接スケールを当てることにより計測することが困難であることから、本計測手法により計測を実施し、データの取得を継続して行っている。計測対象となったターゲットは図 3-44 に示すような川中の橋脚に設置されており、計測するひび割れは構造物に対して非貫通で密着しているが、延長数 m に及ぶものである。



図 3-44 橋梁のひび割れ幅変動量の計測状況 (No. 3 を撮影)

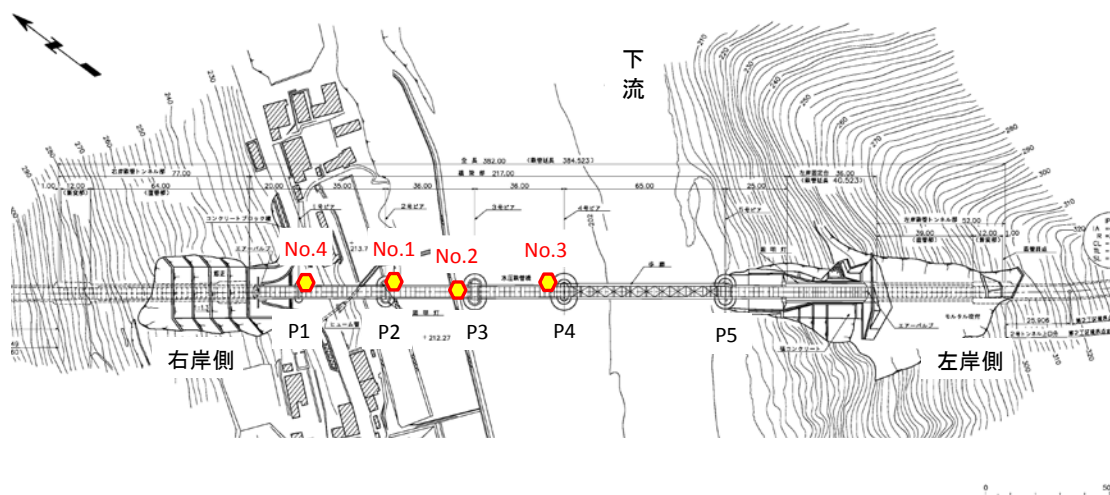


図 3-45 橋梁計測全体図(電源開発株式会社提供)

## (2)計測結果

計測は約3年間で不定期に実施し、撮影距離は50mであるため、本研究で検討された遠距離撮影手法の提案による射影変換処理を行わない解析方法により行った。横軸に計測日、縦軸にターゲットの2点間累積変位量をとったグラフを計測地点における気温データとともに図3-46に示す。これを見ると、初期値から収縮方向への変位が見られるが、開口方向への変位は見られない。平成26年前後に数値に乱れが認められるものの、全体的に変化は認められない。また温度変化の影響もほとんど変化は認められず、本計測対象点は安定した状態であると判断した。今後は、定期的に計測を実施し、地震等の災害時に計測を行うことで、橋梁の健全性の基礎資料として活用されることになった。

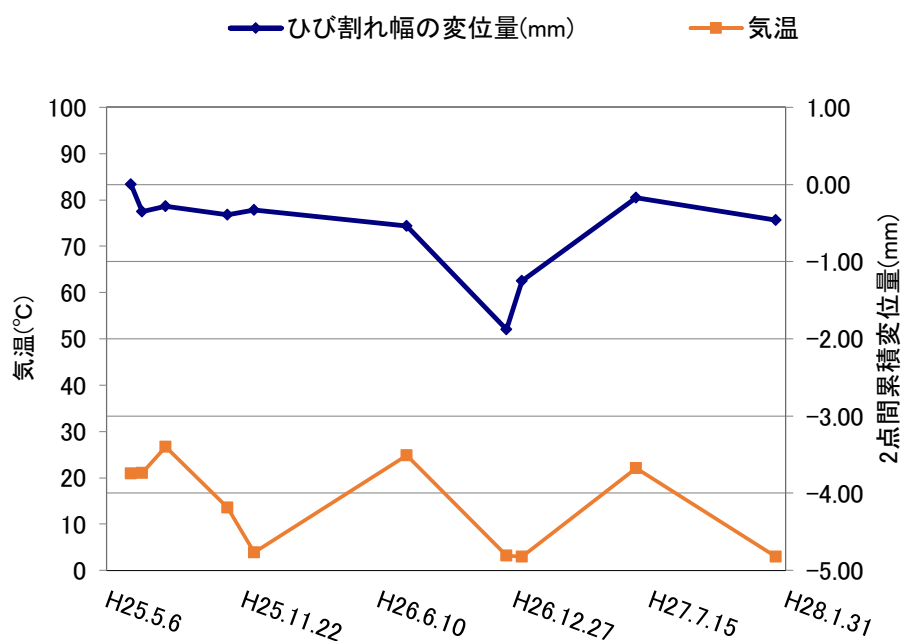


図 3-46 橋梁計測結果(電源開発株式会社提供)

### 3.3 斜面変動の活動性評価

#### 3.3.1 現場概要

ダム湛水地斜面に地すべり対策工として施工された水抜きトンネルおよび調査横坑を対象とした。図 3-47 に計測対象のトンネルの位置を示す。該当するダムは、建設時である 1955 年から 1956 年にかけてダム左岸およびその上流側の地山が、工事用クレーン走行路および仮排水路のための掘削により不安定化して斜面上部では数 m の落差を生じる斜面変状と崩壊が発生した。このため、水抜き横坑、山留め法切（掘削除去）、山留めグラウチング、山留めコンクリートよう壁の設置、押さえ盛土などの対策工により地すべりを安定化させダム建設を行った<sup>3-12)</sup>。

ダム左岸の斜面では、1978 年に山留めコンクリートよう壁および斜面上部（標高 360m 付近）での複数の開口亀裂が発見され、安定状態にあった斜面の再滑動兆候を確認した。このため、1978 年 10 月以降、計測を含めた本格的な挙動調査を開始するとともに、1979 年から 1980 年にかけて旧水抜きトンネルを施工した。その後、斜面変動は安定化する傾向にあったが、1983 年の降雨時に変動を示し、1988 年まで累積的な変動を観測したため、地下水位の変動調査などを踏まえ、1990 年に新水抜きトンネル（延長 280m）を施工し、地下水面を地すべり面より低くなるように低下させた。現在のところ、一部には微小な変位挙動が見られるが、地すべり挙動に関する資料<sup>3-13)</sup>を参照すれば、地すべり滑動の兆候は認められない状態にあると考えられる。しかしながら、なお微小な変位は継続していることから、観測を継続している。現状の観測結果からは、地すべり計（伸縮計）の変位は 5 mm/年以下、水平変動量は 7 mm/年以下であることが確認されている。左岸斜面地山内に想定される地すべり面の状況を目視により観察し、さらにその力学的な特性を評価することを目的として、調査横坑を新設している<sup>3-12)</sup>。



図 3-47 対象となる地域の地図<sup>3-14)</sup>

### 3.3.2 地質概要<sup>3-12)</sup>

本地点周辺の地形は、標高 600～1,000m の山地が徐々に高度を下げながら、北東－南西方向に延び、この中を河川が北から南へ直線的に流下し、比高差 400～800m の深いV字谷を刻む壮年期の地形をなしている。ダム左岸の斜面は、傾斜角が 30 度前後の比高差 250m 程度の斜面となっている。ダムが位置する地域は、緑色片岩ないし黒色片岩と呼ばれる結晶片岩が分布している。ダム左岸の地山は、緑色片岩を主体として一部に黒色片岩を伴っており、片理に沿う小規模な破碎帯や粘土シームが認められる。電源開発株式会社の調査によって以下の地質情報が確認されている。結晶片岩の片理面の走向は N30° W～N10° E、その傾斜は 30 度前後で西傾斜を示す箇所が多く、これらの片理面の方向は左岸斜面の地山全般に認められることから、左岸斜面の地山は、南－北ないし南南東－北北西の走向で、西へ約 30° で傾斜する同斜構造となっている。このため、ダム左岸の地山は、全体として斜面に平行な流れ盤である。斜面周辺の沢や谷の露頭では新鮮堅硬な緑色片岩と黒色片岩が分布しているが、斜面内では、地表付近の岩盤には緩みが見られ、片理沿いに割れて開口し、一部で風化が進んでいる。また、斜面の上方では、やや厚く崖錐堆積物が分布している。想定地すべり面はダム左岸の上下流の斜面に拡がっており、ダム近傍のレベルから標高 380m 付近にかけて緑色片岩を主体とする地山内にあり、流れ盤となっているものと考えられる。その深さは最大 50m 程度であり、それよりやや浅い深さ 35m の二条の地すべり面の分布が考えられる。深部地すべり面より下の岩盤は、電研式岩盤分類で CH 級を示し、それより上の地すべりブロックは、緩みや風化の見られる CM 級ないしそれ以下の岩級を主体とした岩盤で、斜面の上方には厚さ 10m を越える崖錐堆積物が分布している。また、現状の地下水位は水抜き対策が実施されていることから、想定地すべり面より下に位置している。

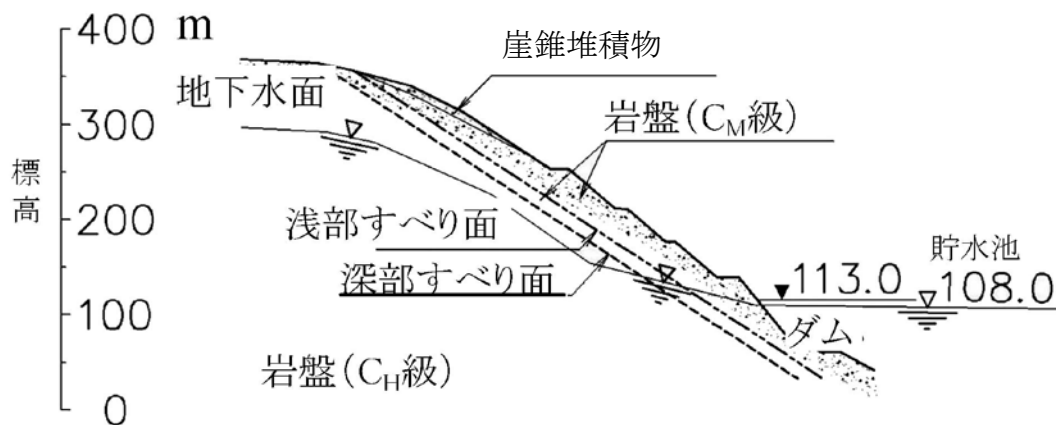
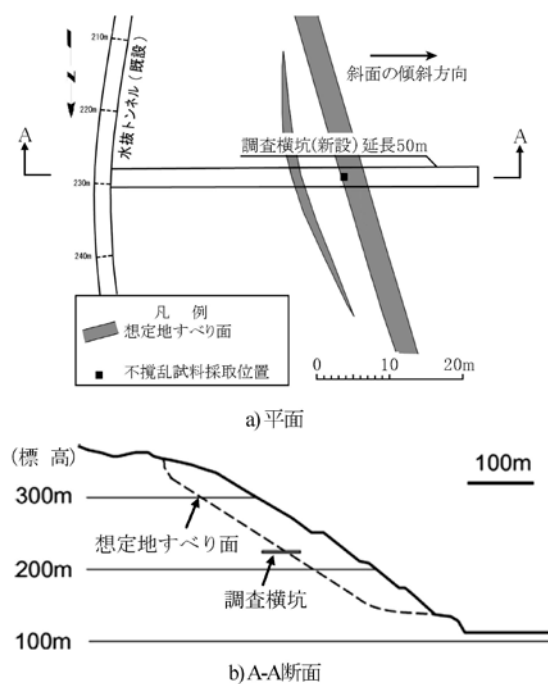


図 3-48 想定地質断面<sup>3-12)</sup>



### 3.3.3 地すべりにおけるひび割れ計測の目的と設置

調査横坑を含めた水抜きトンネルは、**図 3-49** のような位置関係にある。全長 300m にわたり多数のひび割れが確認されており、ひび割れの拡大もノギスによる目視測定による日常点検により明らかになっている。ただし、**図 3-50** のようにひび割れに壁面の石灰成分が付着したり、ノギスによる測定点の見極めに個人差が出るなどして、詳細な計測には不向きであった。またクラックゲージの設置なども検討されたが、ひび割れは多数あるため高コストとなることやデータロガーを使用する際の電源の確保が困難であるなどの理由から見送られてきた。このような厳しい計測条件の下、平成 23 年 1 月に試験的に 10 ヶ所にターゲットを設置し、同年 8 月にさらに 20 ヶ所ターゲットを設置し計測を開始している。30 ヶ所のひび割れの場所及び備考を**表 3-18**にまとめ設置位置を**図 3-51**に示す。



**図 3-49 調査横坑の平面・断面位置とすべり面との関係概要図** 3-12)



**図 3-50 トンネル内の様子**(電源開発株式会社提供)

表 3-18 全 30 ターゲットの設置概要（青字：初期設置，赤字：追加設置）

No.	坑口からの 距離	場所	同一	区分	
1	10.2m	L	同一	表層すべり	
11	10.2m	天			
2	10.3m	R			
12	10.3m	天			
3	16.4m	R			
13	43.0m	R		偏圧	
4	57.0m	L			
14	65.0m	天			
15	65.0m	R			
16	95.0m	天			
17	95.0m	R			
18	100.3m	天	同一		
5	101.6m	R			
19	120.0m	R			
6	140.4m	L			
20	140.4m	天			
21	181.0m	L			
22	5.0m	天		深層すべり	
7	22.0m	R	同一		
23	22.0m	天			
24	27.5m	天			
8	30.2m	R			
25	30.2m	天	同一		
26	35.0m	天			
27	35.0m	天			
9	39.7m	R			
28	39.7m	天			
10	44.0m	下			
29	49.7m	天	同一		
30	49.7m	天			

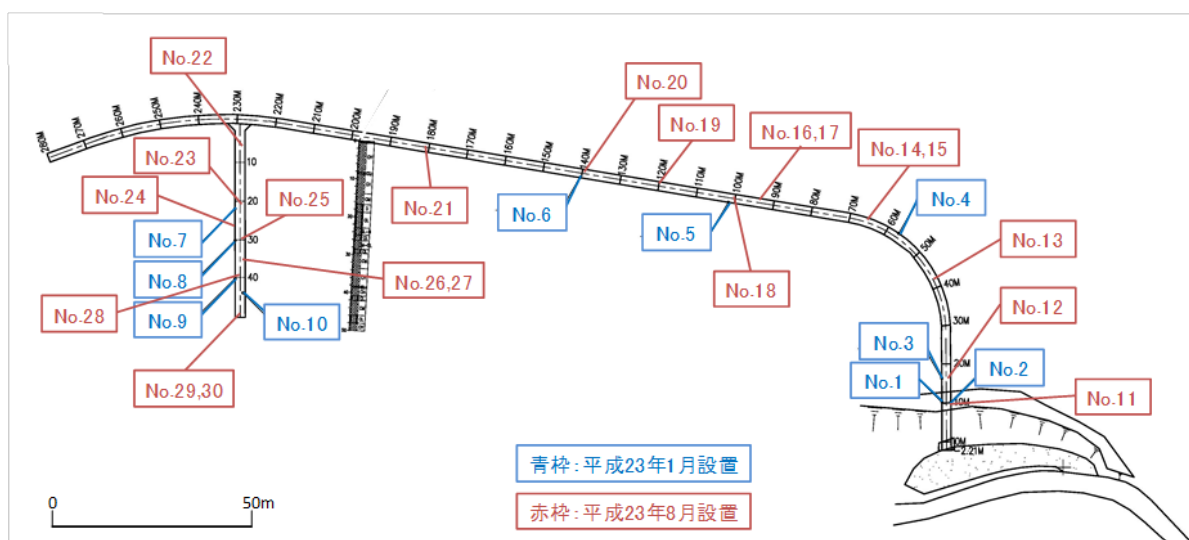


図 3-51 反射ターゲット設置位置(電源開発株式会社提供)



通常ターゲットの設置は、計測したいひび割れに対して両側に接着剤などで直接接着するが、本トンネルはコンクリート壁面が平面ではないこと、そして湧水によりターゲットに石灰成分が付着する恐れがあり以下のような方法を採用した（図 3-52）。まず、電気式ドリルを壁面に対して垂直方向に $\phi 20\text{mm}$ 程度の孔を開け、M-14 アンカーボルトを打設する。次にねじ加工したターゲットの支柱をビス止めする。その後、鉄板に接着した反射ターゲット板を接着剤によって支柱に固定した。

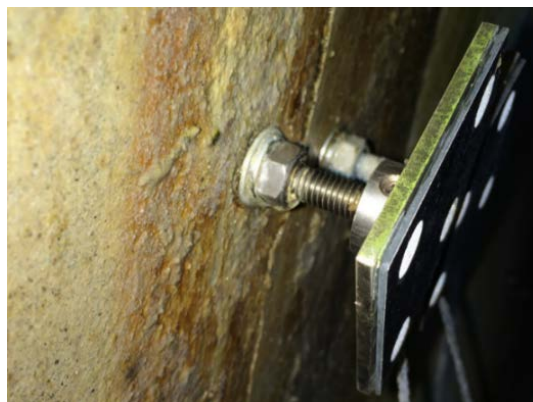


図 3-52 ターゲット設置方法の写真

### 3.3.4 計測結果と斜面の活動性評価

対象現場の計測は約 5 年間行われている。撮影方法はターゲットに対して 1.0m 以内の近接撮影を行った。計測結果を表 3-19 に示す。表の各セルの値はひび割れの累積変化量を表しており各計測回の計測値から初期値を引いた値である。年間変化量は総変化量を経過年数で除した値である。表中に赤字で示したのはひび割れの年間変化量が 1.0mm/年以上の箇所である。まずトンネルの坑口から 10m の位置にある No.1, No.11 である。この 2 つのターゲットは同一のひび割れを計測しており、No.1 が側壁、No.11 が天端に設置されている。

図 3-53 に No.1, No.11 のひび割れの様子を示す。ひび割れの開口量が大きい様子が見てわかる。図 3-54 に No.1, No.11 にひび割れの累積変化量を示す。年間変化量がそれぞれ 5.16mm/年、5.47mm/年と突出して大きいことがわかる。このひび割れは斜面表層のすべり面の影響を受け進行しているものと考えられる。

また、図 3-55 には、現地にカメラを設置したまま 30 分間隔のインターバル撮影を行ったものである。坑内気温はほぼ 9.5～10℃と安定していた。この結果から、ひび割れは深夜から明け方にかけて変位する傾向が認められた。計測期間の近似式から変位量は 0.06mm/日であり、この変位量では 1 年の変位は 22mm 程度となることから、全体的な変位量とは整合しない。夜間の変位に関する原因は不明であるが地球潮汐による影響の可能性がある。現状では、このような表層崩壊はクリープ的な変動であり、日常的な変位が発生していることを示している。

表 3-19 全ターゲットの計測結果

計測日	2011/1/20	2011/3/3	2011/5/25	2011/8/31	2011/9/25	2012/3/8	2012/6/7	2012/10/25	2013/2/18	2013/8/29	2013/9/24	2014/2/6	2014/3/11	2014/7/18	2014/10/25	年間変化量
No.1	0	0.42	1.28	2.27	2.85	6.40	7.07	8.54	11.07	12.62	13.06	16.00	16.68	17.80	19.44	5.16
No.2	0	0.04	-0.19	0.01	-0.29	-0.30	-0.35	-0.29	-0.30	-0.16	-0.30	-0.29	-0.37	-0.29	-0.23	-0.06
No.3	0	0.00	0.18	0.08	0.09	0.17	0.23	0.26	0.27	0.01	0.12	0.04	0.12	0.06	0.04	0.01
No.4	0	-0.09	0.04	0.05	0.06	0.18	0.09	0.08	0.22	0.11	0.13	0.17	0.23	0.17	0.23	0.06
No.5	0	0.03	0.10	0.05	0.00	0.23	0.47	-0.04	0.16	0.07	0.02	0.13	0.26	0.10	0.11	0.03
No.6	0	-0.08	0.24	0.12	0.04	0.07	0.27	0.08	0.16	0.33	0.34	0.27	0.27	0.49	0.46	0.12
No.7	0	0.02	0.17	-0.26	0.16	0.28	0.17	0.31	0.08	0.27	0.14	0.19	0.20	0.40	0.31	0.08
No.8	0	0.23	0.73	1.04	1.18	2.01	1.89	2.15	2.47	2.45	2.48	2.90	3.24	3.19	3.93	1.04
No.9	0	0.04	0.15	0.16	0.25	0.25	0.16	0.25	0.17	0.13	0.11	0.26	-0.42	0.21	0.25	0.07
No.10	0	-0.04	0.19	0.32	0.21	0.21	0.43	0.31	0.44	0.41	0.39	0.62	0.63	0.49	0.48	0.13
No.11				0	1.33	5.23	6.50	8.05	11.24	12.93	13.53	16.30	17.64	18.40	20.58	5.47
No.12				0	-0.03	-0.01	0.00	-0.04	-0.10	-0.17	-0.23	-0.30	-0.11	0.09	-0.15	-0.05
No.13				0	0.02	-0.09	-0.11	0.07	0.00	0.18	0.05	0.05	-0.03	0.12	0.49	0.16
No.14				0	0.08	0.03	0.08	0.10	0.23	0.10	0.15	0.10	0.23	0.13	0.15	0.05
No.15				0	-0.50	0.25	0.14	0.18	0.24	-0.19	-0.37	-0.08	-0.51	-0.07	-0.32	-0.10
No.16				0	0.00	0.00	0.00	-0.06	-0.02	0.01	-0.09	-0.06	-0.05	-0.06	0.03	0.01
No.17				0	-0.02	-0.07	0.04	0.01	0.09	0.00	0.16	0.17	0.07	0.04	0.24	0.08
No.18				0	-0.13	-0.15	0.01	0.00	0.19	0.01	0.03	-0.12	-0.11	0.18	-0.18	-0.06
No.19				0	0.00	0.00	-0.02	-0.10	-0.01	0.00	0.12	0.18	0.16	0.14	0.10	0.03
No.20				0	-0.22	-0.03	-0.33	-0.14	-0.15	-0.11	0.02	-0.20	-0.01	-0.07	-0.07	-0.02
No.21				0	0.09	0.10	0.18	0.09	0.05	0.00	0.06	0.00	0.08	0.15	-0.06	-0.02
No.22				0	0.00	0.01	-0.07	-0.02	-0.28	-0.15	-0.14	0.00	-0.04	-0.27	-0.27	-0.08
No.23				0	-0.53	0.01	-0.11	0.09	-0.19	-0.11	0.26	-0.14	-0.07	-0.05	-0.06	-0.02
No.24				0	0.04	0.09	0.12	0.14	0.13	0.23	0.21	0.21	0.33	0.28	0.34	0.11
No.25				0	-0.10	-0.10	0.84	0.90	1.56	1.59	1.77	1.87	2.12			0.84
No.26				0	0.37	0.37	0.40	-0.78	-0.78	0.49	0.15	0.15	0.15	1.07	1.07	0.34
No.27				0	-0.05	0.28	-0.01	0.01	0.09	-0.09	0.11	0.10	0.17	0.37	0.27	0.09
No.28				0	-0.22	-0.53	-0.18	-0.13	-0.32	0.13	-0.26	-0.50	0.40	0.28	0.35	0.11
No.29				0	0.04	0.26	-0.10	-0.20	0.13	0.21	0.20	0.35	0.32	0.38	0.59	0.19
No.30				0	0.00	0.18	0.18	0.18	0.18	0.53	0.49	0.79	0.69	0.78	0.93	0.30

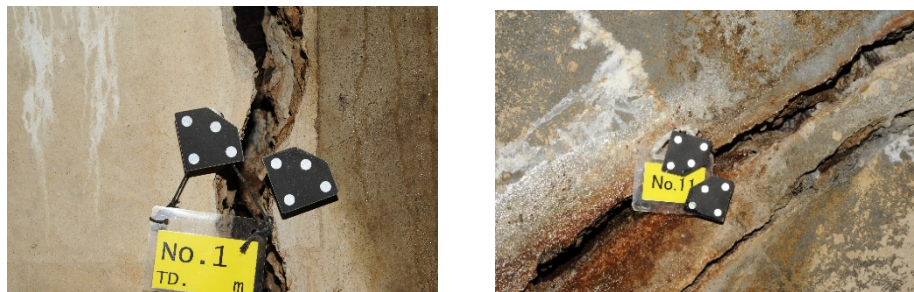


図 3-53 No. 1 (左), No. 11 (右) のひび割れの様子

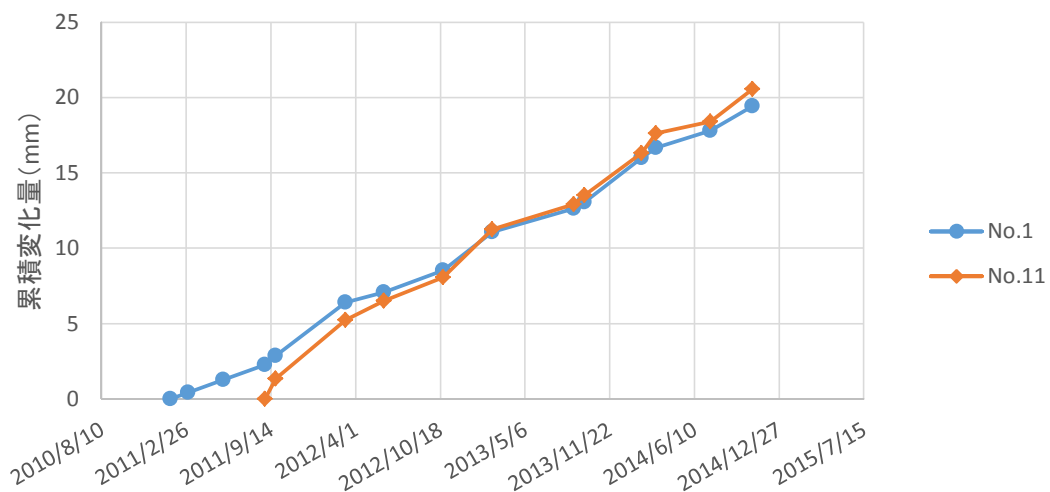


図 3-54 No. 1, No. 11 の累積変化量

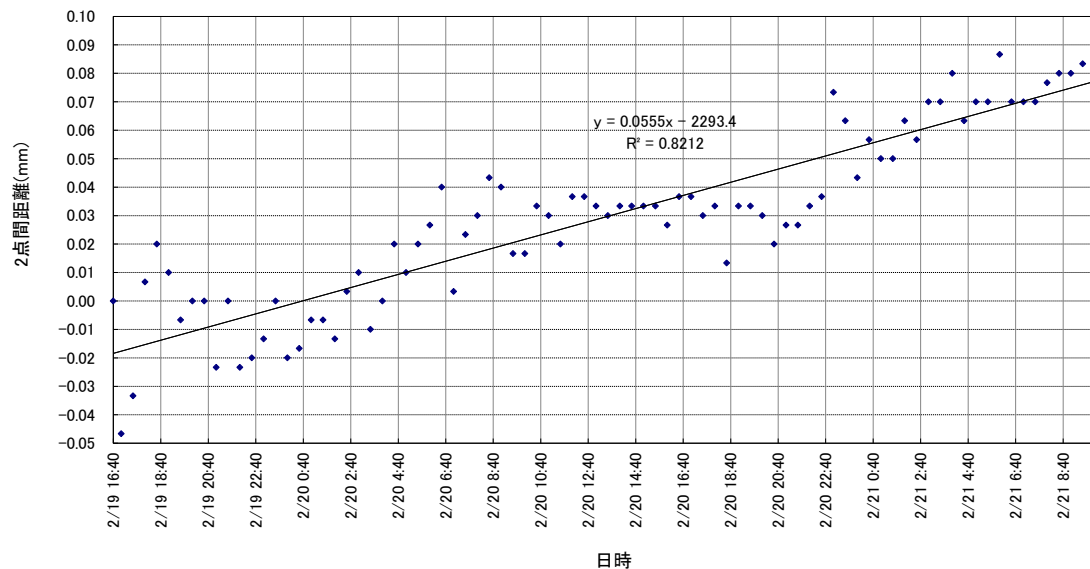


図 3-55 No. 1 における 2 日間の 30 分間隔の累積変化量

もう一箇所は調査横坑に設置された No.8 である。ひび割れの様子を図 3-56 に示す。No.8 の累積変化量を図 3-57 に示す。こちらの年間変化量は 1.04mm/年である。調査横坑は湛水地斜面の深層すべり面を貫通するように建設されている。

また、図 3-58 には、No.1 と同様に、現地にカメラを設置したまま 30 分間隔のインターバル撮影を行った結果を示す。なお本地点も、坑内気温は安定しており 9.5～10℃と安定していた。この結果を見るとひび割れ幅は、ほぼ安定しており、No.1 で認められたような開口トレンドは無い。すなわち No.8 の変状は No.1 のような表層崩壊に伴うクリープ的な変動ではなく、直接監視していないので決定的ではないものの、常時の変動はほとんどなく、地震や降雨を誘因とした変動であることを示唆していると考ええる。この結果は第 2 章でも提示した、地すべり滑動が、常時発生しているわけではなく、イベント（降雨や地震、規模に応じて）により変動を起こしている一つの例と挙げることができる。

なお、ターゲット No.8 の位置と深層すべり面の位置関係を示した断面概要図を図 3-59 に示す。図のようにすべり面の位置とターゲットを設置したひび割れが地すべり滑動性の一部を反映している可能性を示しており、あくまで坑壁のひび割れを計測したものであるが、これを理解した上で、高精度で地すべりに関する動態モニタリングとして活用できると考えられる。



図 3-56 No. 8 のひび割れの様子

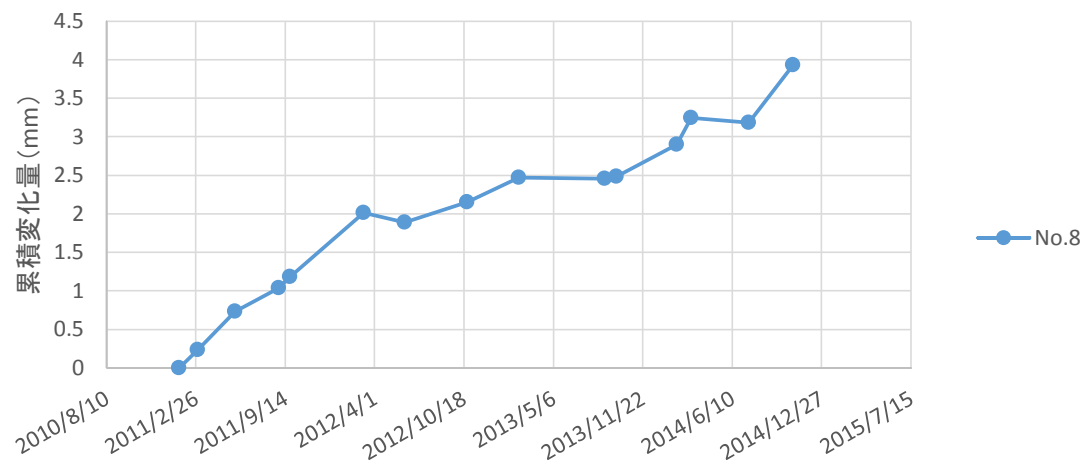


図 3-57 No. 8 の累積変化量

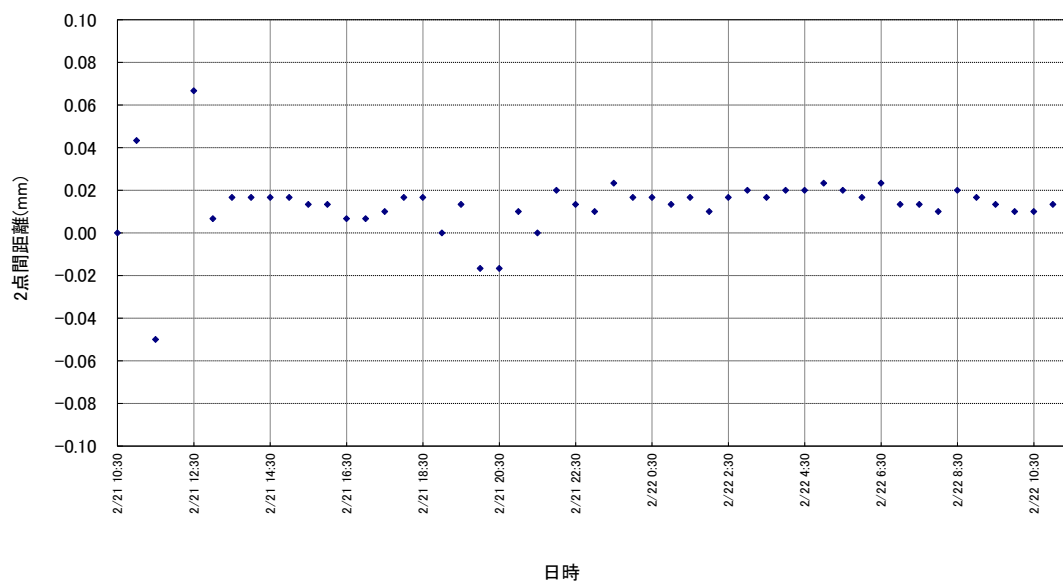


図 3-58 No. 8 における 2 日間の累積変化量

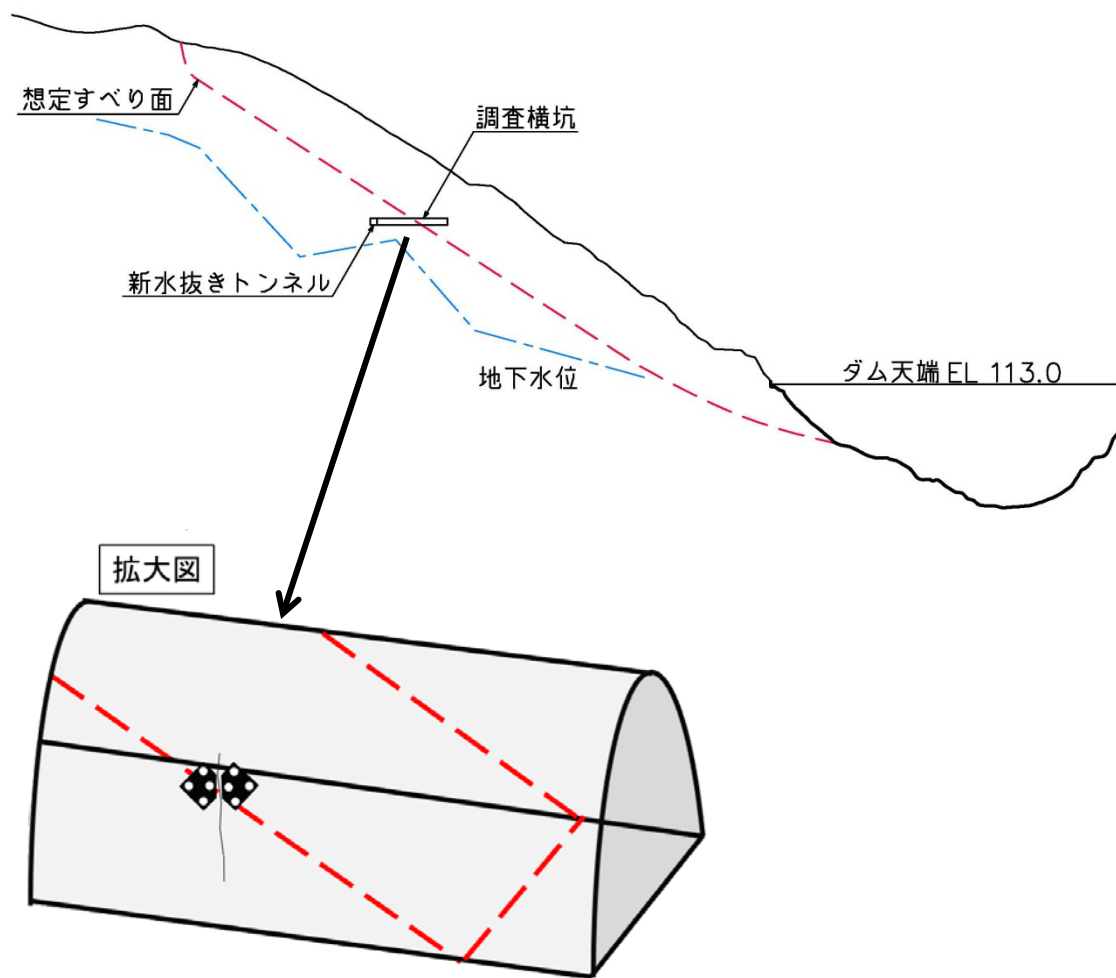


図 3-59 すべり面とターゲットの位置の概念図

なお、表 3-19 に示した数値の中で、黄色に塗っている箇所は年間変化量が 0.1mm を超える箇所である。そのうち No.25 は No.8 と同じひび割れを計測しているため年間変化量 0.84mm/年と大きな変化が見て取れる。注目すべきは年間変化量 0.1mm 程度というごく微量のひび割れの変化を経年的に検出している点である。コンクリート構造物の維持管理計画においてひび割れの進行性が重要な判定材料となることは 3.1 項で述べたとおりである。例えば図 3-60 の No.4 の計測結果を見ると、計測値が多少変動しながらも、徐々にひび割れが開いていく傾向が見て取れる。従来のスケールを当てる目視点検の作業では、ひび割れが本当に進行しているのか温度・湿度変化によりひび割れが膨張・収縮しているのか区別することは難しい。本手法の 1.0m での計測の精度は系統誤差、偶然誤差ともに 0.00mm であり、この高精度計測によって年間変化量 0.12mm/年というひび割れの微小な変化を把握できている。このように本手法を用いることによって従来のひび割れ計測では区別できないひび割れの温度・湿度変化による膨張・収縮および、ひび割れの微小な変化を区別できる高精度な計測手法であると言える。

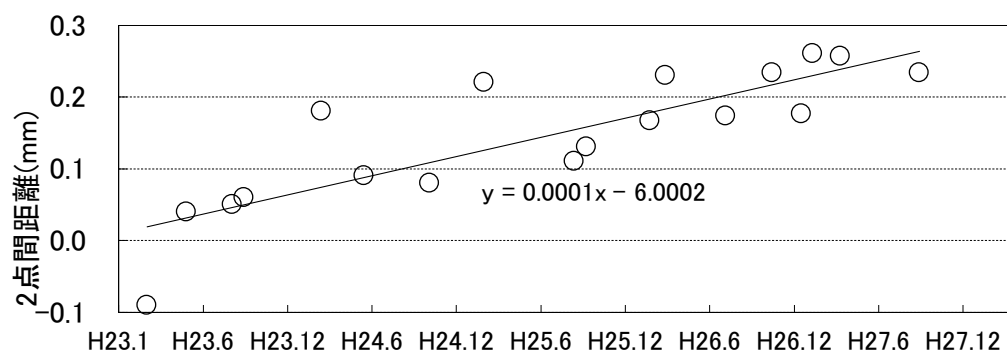


図 3-60 No. 4 の計測結果

(5) まとめ

ひび割れ幅の変化量を高精度に計測するという本手法を水抜きトンネルの地すべり面付近のひび割れモニタリングに適用して得られた結果を下記に示す。

- ・トンネル内のひび割れ 30 ヲ所に対して計測を行うことで、ひび割れの進行が認められる箇所と認められない箇所が判明した。
- ・計測精度 0.00mm(表 3-2 を参照, 撮影距離 1m)という高精度計測により年間変位量 0.1mm 程度の微小なひび割れの変化をひび割れの膨張・収縮と区別してとらえ、微小なひび割れの変動および進行性を計測可能である。
- ・ひび割れの進行が顕著な箇所は斜面のすべり面と一致しており重点的に計測を続ける必要があると考えられる。
- ・進行があまり見られないひび割れについては、豪雨や地震時などのひび割れが進行すると思われる場合に計測を行うなどの維持管理計画を立案するという事も考えられる。
- ・表層のすべりについては、本計画の変位傾向を参考に対策工の検討が行われている。また深部すべり面における計測では、斜面付近に設置されている地表伸縮計や孔内傾斜計のデータの管理基準値を補完するデータとして活用されている。そのほかの微少な変位量を示す箇所についても定点観測地点として現地機関による管理に使用されている。

### 3.4 まとめ

本章では、人工構造物の局所的なモニタリング手法として適用するため、デジタル画像を利用しひび割れ幅の変化量を計測する手法の精度検証実験を行い、実際の現場に適用し検討を行ったものである。本手法で用いた画像処理技術は「明度重み付き重心計算法」と「射影変換技術」である。本計測の精度は、検証実験の結果、直径ピクセルに依存する部分と依存しない部分が明らかとなった。この境界は約 50pixel である。50pixel を下回る領域では円の解像度の低下により境界のピクセルの誤差が現れる。また射影変換の処理を行うことによって誤差が伝搬しており、重心の 2 次元座標の誤差が拡大した。検証実験の結果より、本手法の計測精度は計測の条件付きではあるが下記に示す通りである。

- (1) 直径ピクセル数 50pixel 以上確保できる場合（主に近距離撮影時）は、従来の計測手順に従い計測を行う。撮影角度  $60^{\circ}$  までで系統誤差、偶然誤差ともに 0.1mm 以内で計測可能である。
- (2) 直径ピクセル数が 50pixel を下回る場合（主に遠距離撮影時）は射影変換を行わずに計測を行う。撮影距離 100m、撮影角度  $30^{\circ}$  以内で系統誤差、偶然誤差ともに 0.1mm 以内で計測可能である。

撮影距離が大きくなりターゲット円の解像度が低下する場合は、ターゲットの大型化、望遠レンズの使用による焦点距離調整によって精度の低下を抑えることが可能である。

また、ターゲットの 2 次元座標を算出するという本手法の特徴を生かし、ひび割れの開口方向とせん断方向の 2 方向に変位を検出することを可能とした。

実際の地すべりに伴う構造物の維持管理モニタリングに適用して得られた結果をまとめる。ダム湛水地斜面の水抜きトンネル、コンクリート製スロープ、発電所構内、橋梁基礎の遠隔撮影に本手法を適用し計測を行い、現場の維持管理や地すべりの活動性の評価に活用されている。

- (1) 5 年間のモニタリングにより進行性のあるひび割れと進行性が見られないひび割れを区分した。これにより重点的に監視する箇所と豪雨、地震等のひび割れ進行の可能性がある場合に計測を行う箇所というように効率的な維持管理が可能である。
- (2) 高精度な計測により、年間変位量 0.1mm 程度の微小な進行性のあるひび割れと温度・湿度変化による膨張・収縮とを区別することが可能であった。
- (3) ひび割れの変位を 2 方向に分解することで開口方向に 2.39mm/月、せん断方向に 0.77mm/月という開口方向に卓越したひび割れであると判定することを可能とした。  
実構造物においてひび割れの変位方向を判定することにより本手法の実用性を示した。
- (4) 遠距離撮影においても約 50m 離れた橋梁基礎のクラックを計測することが可能である



ことを明らかにした.

- (5) 緩慢な活動性を示す地すべりの調査横坑におけるコンクリートひび割れを計測した結果, 年間で認められる変動はクリープ的な常時性の変動ではなく, 地震や降雨による変動であることを示唆している可能性が認められた. この結果は第 2 章でも提示した, 地すべり滑動が, 常時発生しているわけではなく, イベント (降雨や地震, 規模に応じて) により変動を起こしている一つの例と挙げることができる.

## 第 4 章 精密三次元写真計測を用いた擁壁変状の活動性評価

本章では、人工構造物の面的なモニタリング手法を適用できる手法を確立するために精密三次元計測法を用いた山留擁壁の計測を実施し、地すべり末端部に位置する擁壁の活動性について評価を試みる。

擁壁全体の変動計測については、某湛水地左岸に位置する斜面挙動を監視することを実用化のための対象地点とした。この斜面は、昭和 30 年に某湛水池に設置された幅 120m、高さ 30m の大きなコンクリート構造物である。この斜面構造物には、斜面全体にわたって多くの開口亀裂が存在している。この斜面挙動の原因とその挙動を明確にするためには、多くの計測機器が必要であるがコストの問題もあり最低限の実施となっている。そのため、これら擁壁全体を対象とした変状計測手法が必要となった。

なお、本地点はクラック計が設置されており、この年間の変位量はおおむね 5mm である。このため、本手法の管理目標は「三次元的に 5mm の変位を捉える」こととした。

斜面の変位検出は、過去の研究<sup>4-1)</sup>において実施されているが、必要精度に関する記述がなく、経験的に必要精度が判断されている。また、デジタル写真測量は基準点を持たないため、計測毎に違った座標系で三次元座標が算出される。二つの座標を単純比較することには意味がないため、座標内に、いくつかの不動点を設けて、重ね合わせを行い、座標系を一致させることが必要である。既往の研究では、不動点の設定方法に、統計的な検定を取り入れている事例<sup>4-2)</sup>のほか、全計測点を不動点として重ね合わせを行っている事例<sup>4-3)</sup>がある。これらどの方法が、どのような斜面に適しているかという議論がなされていないため、不動点の選定に関しても一定の規定がない。さらに、当該斜面は幅 120m、高さ 30m にわたる斜面に設けられた長大構造物であり、撮影地点も制限がある。このような斜面におけるデジタル写真測量を利用した斜面挙動監視の適用例はない。そのため本研究では、当該斜面において 5mm の変位を三次元的に捉えるための変位検出方法に一定の規定を設け、斜面変動を監視することを目的とする。

## 4.1 デジタル写真測量の基礎理論

精密三次元計測は、設置したターゲットに対して高解像度のデジタルカメラを用いて多点撮影を実施するもので、デジタル写真測量の技術を用いる。撮影されたデータを解析することで高密度かつ高精度な三次元空間座標が得られる。作業の実施手順と主な解析作業内容フローを図4-1に示す

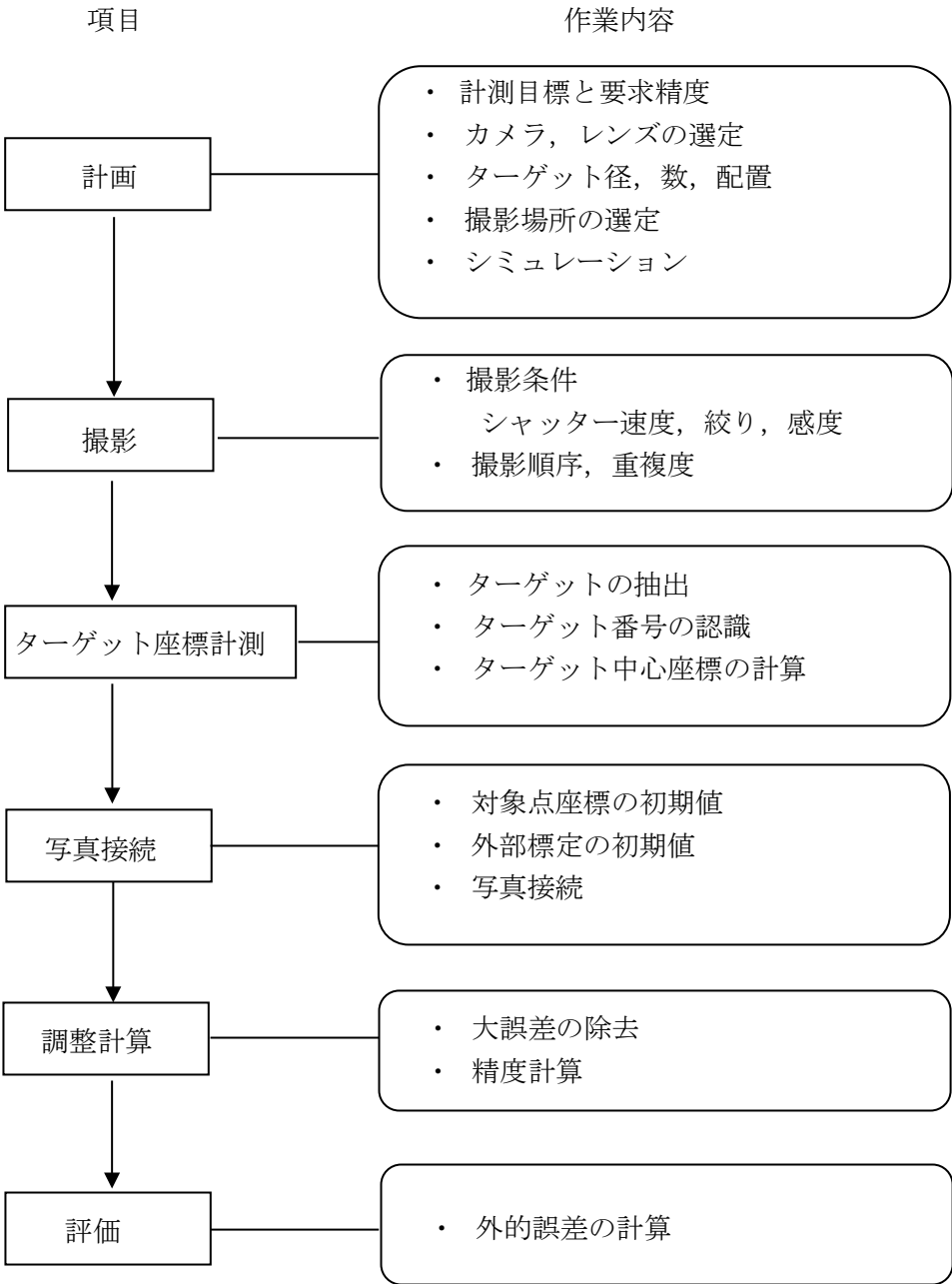


図 4-1 実施手順と主な解析作業内容フロー

#### 4.1.1 モデルの設定と解析原理<sup>4-4)</sup>

##### (1) 方程式と未知数

計測対象となる構造物をさまざまな方向から撮影し、1つの点は複数の画像に写る。これらの画像を組み合わせ、特定の点がどの写真のどの位置に写っているかを調べれば、その点の3次元位置を逆算できる。これが画像計測の基本的な考え方である。画像上の $x, y$ 座標のみがデータとして得られる。この後で述べる幾何学的条件を適用して方程式群を作り、それらの最小2乗解を求める。方程式の数は、画像に写った点の数の2倍である。例えば対象点が20個あり、15枚の画像を得たとき、そのすべての点が写っていたとすれば、方程式の数は $20 \times 15 \times 2 = 600$ になる。

ここでの未知数は、次の3つのグループに分類される。詳細は後述する。

① 対象点座標： $(X, Y, Z)$

② 外部標定要素：カメラの撮影位置 $(X_0, Y_0, Z_0)$ 、回転角 $(\theta, \phi, \kappa)$ の6つの変数

③ カメラの構造に起因するパラメータ：焦点距離やレンズひずみ係数など。カメラのモデルとしてどのような式を採用するかによって数は異なるが、本研究では8個用いた。

対象点の数を $n$ 、画像枚数を $m$ とすると、対象点座標は $3n$ 個、外部標定要素は $6m$ 個、カメラパラメータ(8個)を合わせて $3n+6m+8$ の未知数が存在する。カメラパラメータはオフラインで、例えば専用のカメラ校正装置などを用いて求めることが可能である<sup>4-5), 4-6)</sup>。しかし、この方法では本来の計測作業に加えて、装置や解析を必要とするので、合理的とは言えない。これに対し、計測作業中に他の未知数と同時にパラメータを求める方法を考える。この方法をセルフ・キャリブレーション付きバンドル調整(bundle adjustment with self calibration)、もしくは単にバンドル調整<sup>4-7)</sup>と呼ぶ。解法の基本となるのは空間の幾何学・線形代数学である。

##### (2) 座標系と回転角

最終的に求めるものは、対象点の3次元座標である。この座標軸 $X-Y-Z$ は空間上に任意に設定する。一方で得られる座標は、画像上に設定した2次元座標 $(x, y)$ である。両者の位置関係は、中心投影原理を背景として結び付けられる。

まず、座標系の設定について述べる。対象空間座標 $X-Y-Z$ は、対象物の適当な点を原点にとり、対象物に向かって右側水平方向に $X$ 軸を、垂直上方に $Y$ 軸を、手前方向に $Z$ 軸をとる。また、カメラ座標 $x-y-z$ の初期位置は、カメラの光軸を $Z$ 軸上におき、姿勢を水平に保って原点を見たとき、画面右側を $x$ 軸に、画面上方を $y$ 軸に、 $Z$ 軸と一致するように $z$ 軸をとる(図4-2 参照)。

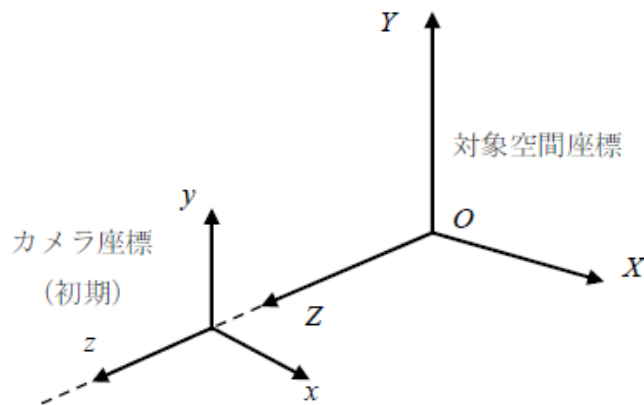


図 4-2 座標系の設定

次にカメラを移動・回転させて写真を撮影する．このとき，対象空間座標系を以下のように回転させて，カメラ座標系が得られるものとする（図 4-3 参照）．

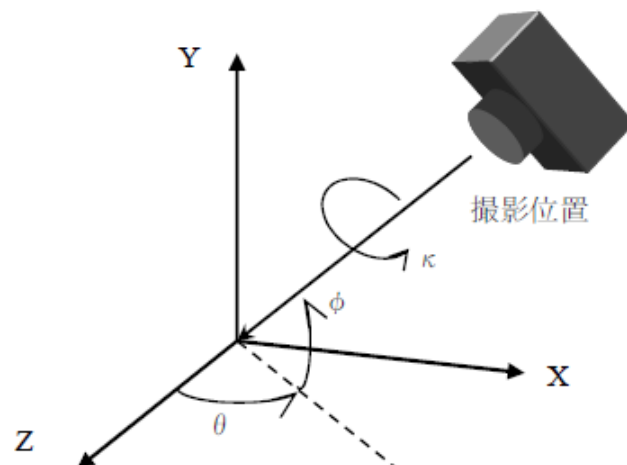


図 4-3 回転角の定義

- 1) 向かって右側に水平（Z 軸を X 軸に重ねる方向）に角度  $\theta$  だけ回す．
  - 2) 次に上方（Z 軸を Y 軸に重ねる方向）に  $\phi$  だけ移動する．
  - 3) さらにカメラを反時計方向（X 軸を Y 軸に重ねる方向）に  $\kappa$  だけ回す．
- 回転を表現する方法として，上記以外にもいくつか存在する<sup>4,8)</sup>．

本研究でこの方法を採用したのは，最も理解しやすいためである．すなわち，カメラの姿勢を見たとき，3つの角度の概略値が簡単に判る．回転角度が容易に求められることは，後述の解法における初期値設定において，非常に大きな利点である．

このように座標の回転を定義したとき，それぞれの対象空間座標系からカメラ座標系に向かう回転行列は式(2.1)である．それらを合成した回転行列(2.2)となる．

### (3) 共線条件式

三次元計測の最も基礎的な理論は、共線条件式である。これは、カメラのレンズ中心と画像面（CCD 面）に写った対象点、そして実際の対象点が一直線上にあるという共線条件を用いる。これを共線条件(collinearity condition)という。

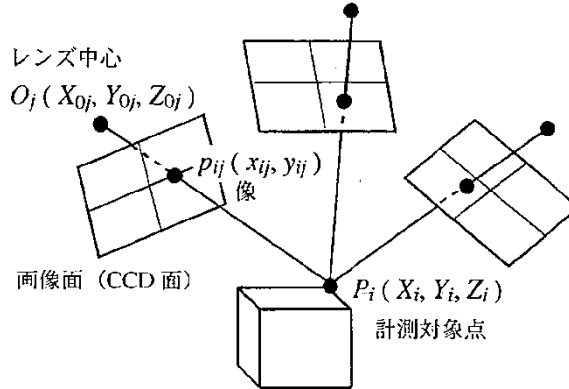


図 4-4 精密三次元計測の原理

上記の共線条件から、多数の写真の多数の像に対して以下のような共線条件式が得られる。これは非線形な式であるため、初期値の回りでテーラー展開を行ない線形化し連立方程式を作り、繰り返し最小 2 乗法で解く。

$$x + \Delta x = -c \frac{m_{11}(X - X_0) + m_{12}(Y - Y_0) + m_{13}(Z - Z_0)}{m_{21}(X - X_0) + m_{22}(Y - Y_0) + m_{23}(Z - Z_0)}$$

$$y + \Delta y = -c \frac{m_{21}(X - X_0) + m_{22}(Y - Y_0) + m_{23}(Z - Z_0)}{m_{31}(X - X_0) + m_{32}(Y - Y_0) + m_{33}(Z - Z_0)}$$

式 (4.1)

(x,y) : 写真上の 2 次元座標

(X,Y,Z) : 計測対象点の 3 次元座標

(X<sub>0</sub>,Y<sub>0</sub>,Z<sub>0</sub>) : レンズ中心の 3 次元座標

(Δx,Δy) : レンズひずみの補正項

m : 対象空間座標系に対するカメラ座標系の回転行列

c : レンズの焦点距離

前述の式(1)の計算に際しては、未知数を初期値と補正量に分け、初期値のまわりでテーラー展開して線形化して式(2)を得る。次に、その線形連立方程式を解いて補正量を計算する。さらにこの補正された初期値を用いて解を更新し、次の線形化の初期値とする。この手順を解が収束するまで繰り返すことで未知数を求める。

$$\mathbf{v} + A_1 \mathbf{x}_1 + A_2 \mathbf{x}_2 + A_3 \mathbf{x}_3 = \mathbf{e} \quad \text{式(4.2)}$$

ここで、添字 1 はカメラの位置と角度に関する量、添字 2 はカメラの内部パラメータを補正する量、添字 3 は計測点座標に関する量を表す。  $A_i$  は係数行列で、  $\mathbf{e}$  は計測値と共線条件式による理論座標との差よりなる残存量ベクトルである。  $m$  枚の画像で、  $n$  個の計測点を撮影したとき、1 つの計測点につき 2 個の方程式が成立するので、方程式の数は  $2mn$  となる。一方、カメラの位置と角度に関する未知数は  $6m$  個、計測点の 3 次元座標は  $3n$  個の未知数となる。本研究ではカメラの内部パラメータを 8 つの未知数で表現するので、例えば対象物上に 100 点の計測点を設置し、その計測点を 20 枚の画像で撮影した場合、428 個の未知数を 4000 個の方程式で解くことになる。具体的には、式(3)で表される 2 乗誤差の総和を最小にする未知数を求める。

$$\Phi(\mathbf{x}) = \mathbf{v}^T \mathbf{v} = (\mathbf{e} - A\mathbf{x})^T (\mathbf{e} - A\mathbf{x}) \rightarrow \min \quad \text{式(4.3)}$$

式(3)の条件を満たすために  $\mathbf{x}$  で偏微分して 0 とおくと正規方程式と呼ばれる式(4)が得られる。

$$(A^T A)\mathbf{x} = A^T \mathbf{e} \quad \text{式(4.4)}$$

この方程式を解くことにより、計測点の 3 次元座標を他の未知数と共に得ることができる。

#### (4) 精度の評価

##### ① 内的精度

各計測点における観測方程式の残差の標準偏差を内的精度  $\sigma_i$  ( $\sigma_{xi}, \sigma_{yi}, \sigma_{zi}$ ) とする。この量は共線条件式から計算される統計的な量であり、その平均二乗偏差  $m(m_x, m_y, m_z)$  をもって計測全体の内的精度とする。また  $\sigma_{xyz}$  と  $m_{xyz}$  は以下の式のように定義する。

$$m_x = \sqrt{\frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \sigma_{xi}^2} \quad m_y = \sqrt{\frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \sigma_{yi}^2} \quad m_z = \sqrt{\frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \sigma_{zi}^2} \quad \text{式 (4.5)}$$

$$\sigma_{xyzi} = \sqrt{\frac{1}{3} (\sigma_{xi}^2 + \sigma_{yi}^2 + \sigma_{zi}^2)} \quad \text{式 (4.6)}$$



$$m_{xyz} = \sqrt{\frac{1}{3}(m_x^2 + m_y^2 + m_z^2)}$$

式 (4.7)

内的精度は得られる計測対象点のばらつきの範囲を示していると言え、三次元計測における精度検証は主に内的精度を用いて行なわれる。

## ②外的精度

別の手段で計測された測定値と三次元計測によって計測された測定値との差、もしくは差の平均二乗偏差を表す。

外的精度とは、真値と推定値の差を言う。三次元計測で得られた三次元座標と、他の計測手法で得られた三次元座標の差で示す。本調査では光波測量を実施しているため、光波測量による 15 箇所のターゲットの二点間距離の差と三次元計測で得られた二点間距離と比較を行うことにした。ただし光波測量の誤差も考慮して検討行う必要がある。

このほか、初回撮影時において、任意の測定箇所について強制的に数 mm 動かしてその変化が測定できるかによって検証する（今後、強制変位実験と記載する）。

よう壁にはクラック変位計が設置されており、これに隣接する位置にもターゲットを設置し、両者の整合程度を確認する。また本計測の実施に合わせて、コンクリートよう壁のクラック分布（分離したブロック）および性状を把握のため、必要に応じて壁面の直接観察を実施して、よう壁に見られるクラックを記録する。

#### 4.1.2 計測条件

##### ①カメラの選定

今回使用したデジタルカメラの仕様を表 4-1 に示す。画素数は CCD 面積に比例している。使用した Kodak のカメラは一つの画素の大きさが 0.008mm(8 $\mu$ m)で一定である。画素数の多いカメラを用いるメリットは、同じ範囲を写したとき、ターゲット像をより大きく写すことができるので結果として分解能をあげることができる。

##### ②レンズ選定

今回の撮影では、計画時において 18mm.28mm.50mm の 3 種類のレンズを準備した。なおズームレンズについては、レンズひずみが異なることにより解析に問題があり、仕様対象外とした。レンズひずみが小さい点から焦点距離の長いレンズを適用すべきであったが、現地の撮影環境において対象斜面との撮影距離が 30m 程度しか離隔できないため最終的に、Nikon 18mm 広角レンズを使用した。

表 4-1 デジタルカメラの仕様

項目	仕 様
カメラ	<p>KODAK 製 DCS Pro14n</p> <p>形式:Fマウントレンズ交換式一眼レフレックスタイプデジタルカメラ</p> <p>有効画素数:13.7メガピクセル(4,536×3,024)</p> <p>撮像素子:36×24mmサイズCMOSセンサー</p> <p>画素サイズ0.0080mm</p> <p>撮像感度:ISO80～800相当(1/3段ステップ)</p> 
レンズ	18mm=Nikon NIKKOR 18mm 1:3.5
ストロボ	<p>第1回目撮影(H20年度)</p> <p>National PE-560MG(ガイドナンバーFULL56)</p> <p>第2～7回目(H20年度, H21年度, H22年度)</p> <p>Panasonic PE-60SG(単2電池×6個:発光間隔約7秒, 発光回数190回)</p> <p>第8～10回目(H23～24年度)</p> <p>Panasonic フラッシュライト:DMW-FL500</p> <p>(単3形充電式ニッケル水素電池(Ni-MH)4本:発光間隔約5秒, 発光回数140回)</p>

### 4.1.3 計測方法

#### (1) 基準尺の設置

計測は、山留擁壁に設置したターゲットと基準尺の撮影により行った。基準尺とは2つのターゲットを持つ黒色棒状の機材であり、その長さを事前に測定しておくことで、解析に用いる。基準尺は、写真画像に最低2枚（縦横）必要であるが、数多く入っていることが望ましい。

基準尺は、長く且つ本数が多いほど計測の精度が上昇する。このため H21 年度以降は 5m の基準尺を 5 本用いた。使用した基準尺は、**図 4-5** に示すように 1m、3m、4m、5m の基準尺としても使用が可能であり、この設定の違いにより解析を別途行い、基準尺の長さの違いによる精度の効果を検証することができる。支柱はアルミ製であり、設置は、極力しなることの無いよう複数個所で固定して設置した。

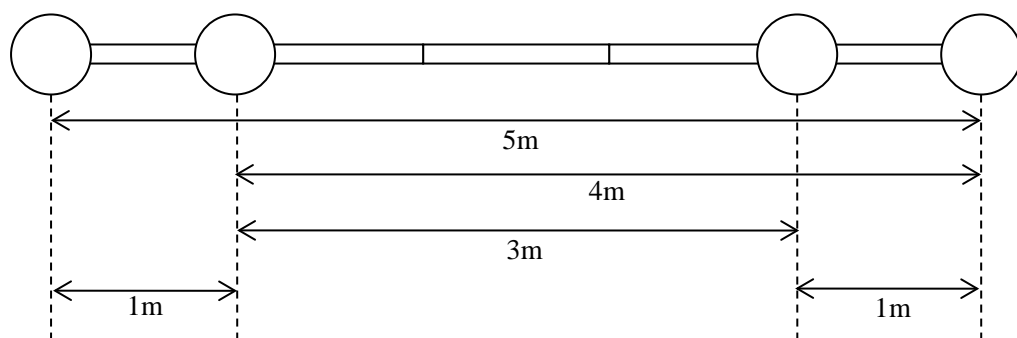


図 4-5 基準尺写真と 5m 基準尺ターゲット間隔

#### (2) 計測準備

計測は、レンズひずみの影響を抑え、測定精度を向上させるため、複数の撮影位置から複数の方向で撮影するほか、よう壁に接近して撮影を行うために高所作業車を用いた。使用した高所作業車の仕様を**表 4-2**に示す。

表 4-2 高所作業車の仕様

項目	仕 様
形式・名称	SK-27A/高所作業車（AICHI 製） ●バスケット 最大積載荷重（搭乗人員） 200kg（2 名） 最大地上高 27.0m 最大作業半径 15.4m(100kg 積載時) 内側寸法（長さ×幅×高さ） 1.2m×0.7m×0.9m 首振角度 左 95° ～右 100° ●ブーム 型式 4 段同時伸縮方式 ブーム長さ 8.060m～25.670m 伸縮ストローク 17.61m 伸縮速度 17.61m/60s（伸・縮） 起伏角度 -12° ～80° 起伏速度 -12° ～80° /50s（上・下） ●旋回装置 旋回角度 360°（全旋回） 旋回速度 1.0rpm

### (3) 写真撮影

#### (a) 撮影設定

精密三次元計測における理想的な画像とは、真っ暗な背景の中にターゲットが白く撮影されるものである。

このような撮影にあたり、シャッター速度、絞り、ピント、感度の設定を表 4-3 に示す。絞りは、被写界深度を深くするため最もしぼり、ピントは∞で固定した。また撮影中にレンズコーンが動かないようにテープで固定した。これは観測方程式の重要な仮定で、撮影中の内部パラメータは一定ということで、レンズが動くとその仮定が成立しなくなることを防ぐために実施した。シャッター速度および CCD 感度は撮影条件（主として周囲の明るさ）によって適切に決定する。

本撮影前には条件をかえて数枚ためし撮りし、その画像を確認して最もよい条件を選ぶこととした。このときカメラを光軸まわりに 90 度ずつ回転させて撮影した。これは同一の点の像をできるだけ画面上で分散させ、レンズひずみパラメータの同定精度を上げるために行った。

表 4-3 撮影設定

シャッター速度	絞り	ピント	感度
1/125 秒	22	無限大	ISO 200

## (b) 撮影形態

撮影形態はどこから何枚撮影するかを設定するものである。撮影形態によって観測方程式の係数行列  $A$  の値が変化し、精度に影響を与える。撮影形態を考える上での要因は、①撮影角度、②写真枚数、および③撮影画像の重複である。

### ①撮影角度

撮影角度については、任意の 1 点を 2 つ以上の方向から見たときの角度をなるべく大きく（90 度に近く）取るようにする。図 4-6 に示すように、撮影角度がせまいと画面上での誤差による対象物の位置測定誤差が大きくなる。十分な角度をもって撮影された画像ネットワークを「強いネットワーク」とよぶ。

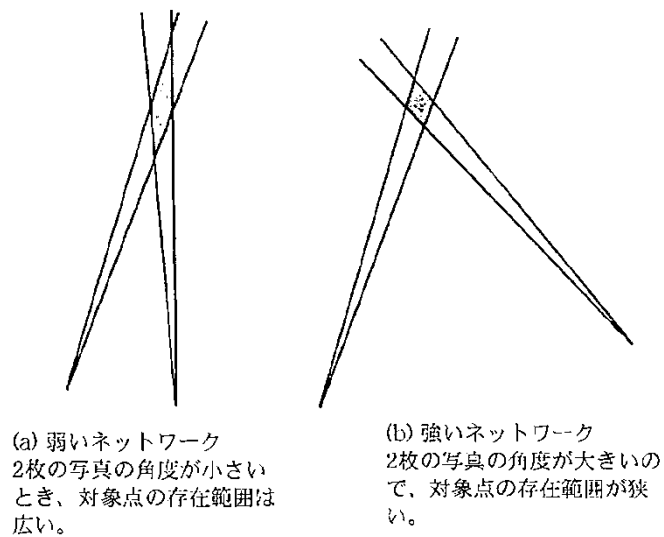


図 4-6 画面上の計測誤差と対象点の存在範囲

### ②写真枚数

写真枚数は、一つの対象点を何本の光線で決定するかであり、図 4-7 にそのイメージを示す。光線の本数が多いほど対象点の存在範囲は小さくなり、計測精度が向上する。

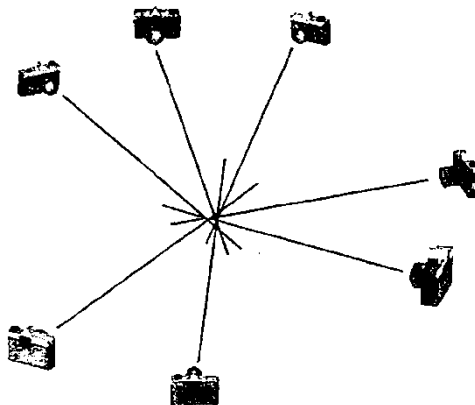


図 4-7 光線の本数と対象点の存在範囲

計測精度と、1 地点からの光線の本数のあいだには**図 4-8** に示す関係がある<sup>49)</sup>。

1 地点からの撮影枚数が 1 枚であれば  $k=1$  となる。

観測が独立であれば、対象点の存在範囲は光線の本数の平方根に反比例して小さくなる。枚数を 4 倍に増やすと 4 精度は 2 倍となる。また、対象物上の誤差と画面上の誤差は比例することになり比例係数  $q$  が撮影形態の効果をあらわす数字で、強いネットワークでは  $q=0.5\sim 0.7$  程度の値をとる。

$$s_c = \frac{q}{\sqrt{k}} \frac{d}{c} s$$

$s_c$ : 対象点座標の平均精度（標準偏差）

$q$ : ネットワーク強度を表す係数

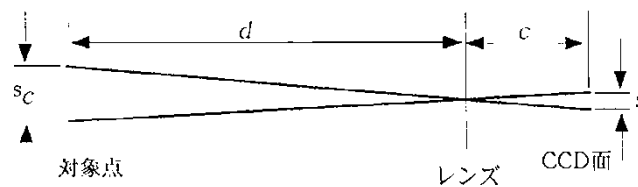
$k$ : ひとつの（または近傍の）撮影場所から写した撮影枚数の平均値

$d$ : カメラから対象物までの概略距離

$c$ : レンズの画面距離

$s$ : CCD 画面上での誤差（標準偏差）

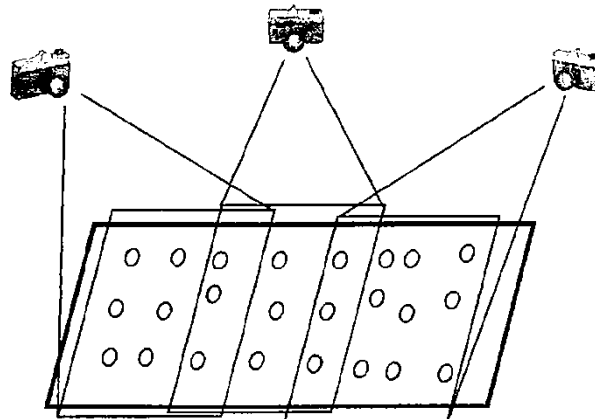
式 (4.8)



**図 4-8 式 4.8 の説明図**

### ③写真の重複

精密三次元計測においては、対象物全体をおおうように各方向から撮影する方法が望ましい（収束撮影）。しかし本地点の撮影では対象物の規模が大きいため、一箇所の撮影で全体が撮影できない。このため写真を重複させる必要がある（**図 4-9**）。



**図 4-9 写真の重複**

#### 4.1.4 解析

##### (1) ターゲット座標解析

画像解析には，京都大学により開発された「Robot\_I A」を使用した．コンピュータに画像を取りこんでバンドル調整計算に入るまでの処理は大きく分けて以下に示す2つの段階がある．

- ①ターゲット像の認識と中心座標の計算
- ②写真の接続

##### ①写真の選定および画像の前処理

撮影された画像はカメラに内蔵されたメモリーカードに保存し，これをパソコンで読みとり，前処理を行う．写真の選定は，ひとつの写真に多くのターゲットが写っている写真を中心に選択し，最終的には，後に算出されるカメラ位置（外部評定要素）の算出精度が良好となるものから選択した．次にカラー画像のカラー情報を破棄し，グレースケールに変換した．

##### ②ターゲット中心座標の計算

ターゲット像の中心座標は画像計測法のなかで唯一の観測値であり，本方法では一番重要である．対象座標の誤差は，ネットワーク強度によるが，画面上での誤差が投影された大きさにほぼ等しいとされている．

画像の座標はふつう左上を原点にとり，右に  $j$  軸，下に  $i$  軸をとる．単位はピクセル（画素）である．CCD 画の中央を原点にとり，右に  $x$  軸上に  $y$  軸をとる．単位は mm である．**図 4-10** に両者の座標系を示す．

$$x_{CCD} = \left( x_{pixel} - \frac{N_x}{2} \right) a, \quad y_{CCD} = \left( \frac{N_y}{2} - y_{pixel} \right) a$$

$(x_{CCD}, y_{CCD})$ : CCD 面上での mm 座標 [mm]

$(x_{pixel}, y_{pixel})$ : CCD 面上でのピクセル座標 [pixel]

$a$ : 画素サイズ [mm]

$N_x, N_y$ :  $x$  方向および  $y$  方向の画素数 [pixel]

式(4.9)

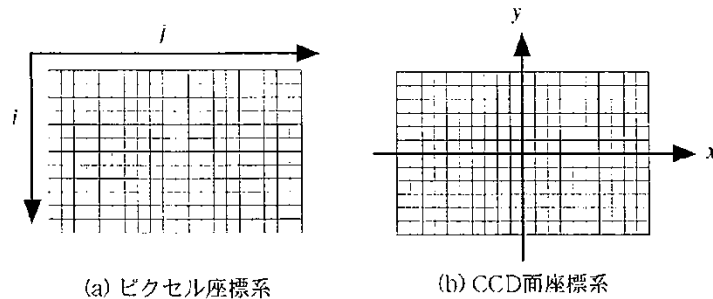


図 4-10 ピクセル座標系と CCD 座標系



1 画素サイズはカメラのカタログに記入されていないので、CCD 全体のサイズを画素数で割った数字をつかう。今回使用した Kodak DCS Pro 14n は、 $36\text{mm}/4500=0.008\text{mm}$  であり、計算には  $a=0.008$  を用いている。

ターゲット中心座標の計算処理は、図 4-11 に示すように

- 1) 像を含む枠を切り出す
- 2) しきい値上の輝度をもつ領域を取り出す
- 3) 取り出した領域の重心を計算する

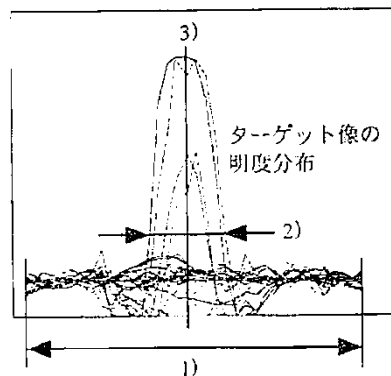


図 4-11 ターゲット中心座標の求め方

### ③ターゲットの認識

ターゲット番号は、図 4-12 に示した。ソフト上では、手動により入力し、ターゲット像をクリックさせることで認識を行う。

何の事前情報もないときは手動で認識するしかないが、対象点座標と写真の外部標定（および撮影距離）が知られているときには半自動認識が可能となる。これは共線条件式によって像の位置を計算で出すことができるので、計算座標に最も近い位置にある像と認識される。本解析では、直径 10 ピクセル以上で円が描かれ、輝度が 0～255 段階中、100 以上のものをターゲットとして認識した

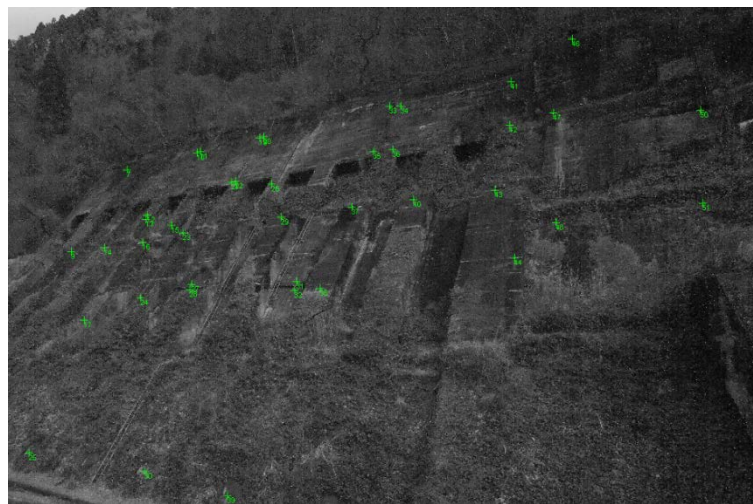


図 4-12 ターゲット番号認識処理画面の例

## (2) 写真接続

接続手順処理の概略は、前述の解析ソフトで実施するが手順を以下に記す。

- 1) 最初の撮影場所の異なる 2 枚の写真のすべてのターゲットに番号をつける。(手作業)
- 2) この 2 枚に共通に写っている 3 点以上の対象点について、三次元座標の概略値を与える。(今回、実際の処理では 6 点の対象点として作業した.)
- 3) 与えた座標を用いて写真 1 および 2 の外部標定を単写真標定 (1 枚の写真を用いるミニバンドル調整: 日本三次元計測学会 1997) で求める。このときの外部標定の初期値は画像をみて概略を入れる。
- 4) 写真 1 および 2 に共通に写っている点の三次元座標を前方交会 (外部標定既知の 2 枚の写真から、対象点座標を求める方法) で求める。
- 5) 写真 3 のターゲットのうち、以上の操作で座標既知となった点の中から 3 つ以上番号づけする。
- 6) それを用いて写真 3 を単写真標定し、外部標定を出す。
- 7) 写真 3 のターゲット番号を半自動認識させる。その時点までに座標既知の対象点には番号がつくが、座標未知の点の像には番号はつかない。
- 8) 番号がつかなかった点については、手で番号づけする。
- 9) それまでの写真のペアで前方交会し、座標未知の点の三次元座標を求める。このときまだターゲットの数字が 1 つしかなく、前方交会できなかった点については保留し、適当な写真が現れるまで待つ。

この手順をくりかえし行う。

単写真標定と前方交会および点の投影をくり返して適用し、既知情報を順次増やす。写真の順序および重複度が適切であれば、手順が進むにつれて作業進行は早くなる。実際には 1 枚接続するごとに、その時点までの写真の組でバンドル調整し概略値を最確値とする。これにより内部標定の確度が上がる。

この作業において、1 枚ずつ写真を処理する過程で番号や初期値の入力ミス、写りの悪い像などチェックも行う。

以上の手順で写真の外部標定および各対象点座標の初期値を得た。内部標定要素の初期値は、画面距離  $c$  として用いたレンズの焦点距離値を入れ、これでバンドル調整計算が可能になる。

### (3) 調整計算

#### ①バンドル調整計算

写真接続を終えたらバンドル調整計算を実行し、三次元座標を出力する。その解法には、対象点座標の平均分散を最小にする内的拘束法を適用している。

#### ②大誤差の除去

くりかえし計算が収束したら、観測誤差が大きいターゲットを確認する。大きい誤差が存在する理由として、ターゲット像の不良によるものがほとんどである。暗く斜めに写ったり、障害物にかくれたりして重心が正確に算出されなかったターゲット像である。このような像に対しては、捨てるか再度画像にもどって重心を再計算させるかして、修正する。修正後再びバンドル調整計算に戻り、誤差を低下させれば、計測終了となる。

#### ③精度計算

対象点座標の平均精度  $m_x m_y m_z m_{xyz}$  は式(10)のように定義する。 $n$  は対象点の数である。

$\sigma_{xi}^2$  などは分散共分散行列の対角項から求められる。

$$m_x = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n \sigma_{xi}^2}{n}}, \quad m_y = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n \sigma_{yi}^2}{n}}, \quad m_z = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n \sigma_{zi}^2}{n}}$$
$$m_{xyz} = \sqrt{\frac{m_x^2 + m_y^2 + m_z^2}{3}}$$

式(4.10)

## 4.2 三次元写真計測の高精度化<sup>4-10)</sup>

### 4.2.1 高精度化のためのシミュレーション

本手法は、対象物を数多くの撮影位置から撮影することで、数多くの未知数を求めるが、目標とする計測精度を得るために、どの位置から何枚の写真を撮影するのが良いのかが重要な要素となる<sup>4-11)</sup>。しかし一般に計測対象ごとに撮影位置などは制限され、必要以上の写真撮影は解析の効率化を妨げる。そこで、本研究ではカメラの撮影位置と角度および対象物の3次元座標を読み込むことで模擬的な撮影画像を作成し、この画像を用いて対象点の3次元座標を算出する試行によって、撮影に関する諸パラメータが計測精度に与える影響を考察した。設定した撮影（カメラ）位置および対象物（ターゲット）の配置関係を図4-13に示す。

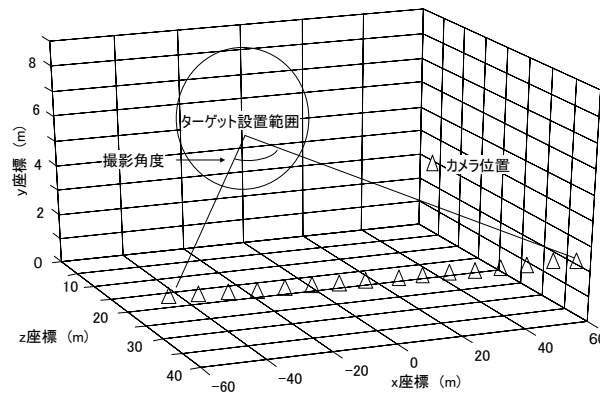


図 4-13 シミュレーション対象の概要

対象物上にターゲットを40点設置し、設置したターゲット群の中心から約40mの距離にある16地点から、各地点でカメラを2回転させて合計32枚の画像を撮影することを想定した。想定したカメラは600万画素であり、レンズの焦点距離は35mmに設定した。まず写真枚数と精度の関係について検証する。撮影条件としては、解析に使用する画像を32枚から順に2枚ずつ減らしていき、精度の変化について検証した。その結果を図4-14に示す。

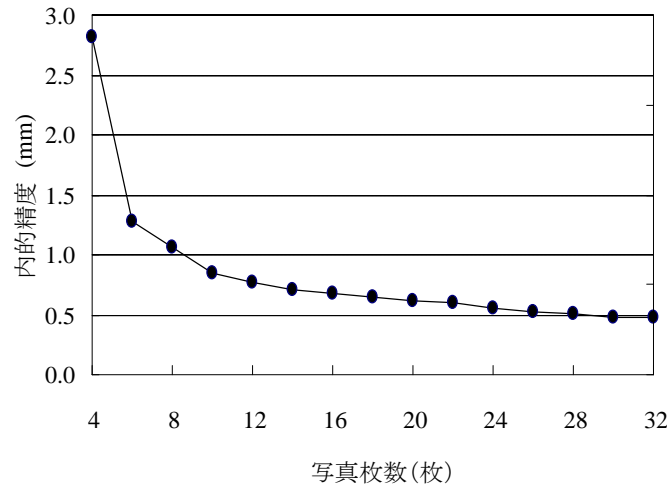


図 4-14 写真枚数と内的精度の関係

本計測においてはターゲットの像の 2 次元座標が唯一の計測値である．この残差  $\mathbf{v}$  の不偏推定量  $\hat{\sigma}_0^2$  の中で，非負の平方根からなる計測点の 3 次元座標の推定値は，内的精度と称する計測のばらつきを評価する指標となる．図 4-14 の縦軸は，この内的精度を示したものである．この図は，枚数を増加させれば画像精度が向上することを示す．また内的精度  $\sigma_{xyz} \propto 1/\sqrt{n}$  (画像枚数) という関係が成立しており，画像をある程度確保することは重要であるが，必要以上に写真枚数を増加させても精度は向上しておらず，解析作業の効率の点からも，撮影枚数の選択を考慮することが重要になることも分かる．

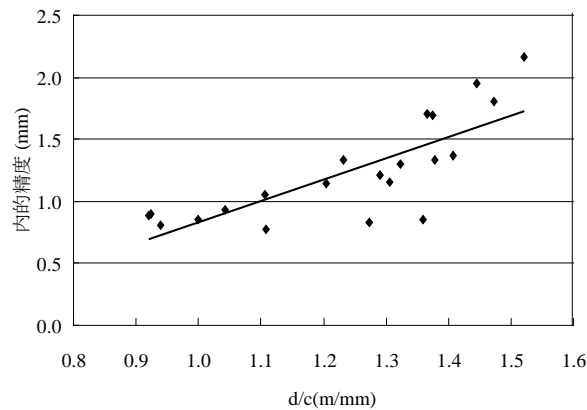


図 4-15 撮影距離と焦点距離の比と内的精度の関係

次に，撮影距離とレンズ焦点距離が精度にどう影響するのかについて検討した結果を図 4-15 に示す．

距離  $c$  (mm) は 35mm で一定であり，撮影距離  $d$  を変化させ， $d/c$  (m/mm) という値をパラメータにして内的精度を計算したものである．撮影距離は各解析において 6 ヶ所からの撮影

距離を平均したものを用いた。図 4-15 より、 $d/c$  値と精度は線形関係にあることが分かる。これは撮影距離が長くなれば精度が劣化することを示しているが、逆にレンズの焦点距離の大きければ精度が確保されることが分かる。

さらに撮影角度が内的精度に与える影響について検討した結果が図 4-16 である。

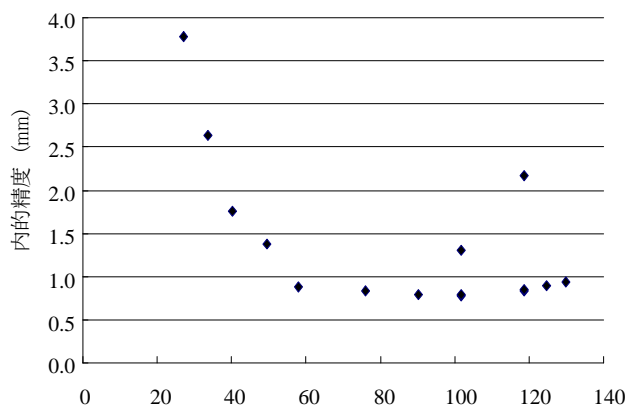


図 4-16 撮影角度と内的精度の関係

撮影角度とは、計測対象に対する撮影位置の両端によって作られる角度を示す。解析では撮影位置は 6 ヶ所、写真枚数は 12 枚とした。その条件下で、最小で  $27^\circ$ 、最大で  $130^\circ$  まで撮影角度を変化させたのが図に示した結果である。撮影角度が  $102^\circ$  より大きくなった場合に精度が低下したのは、正面付近からの画像が不足したためと考えられる。これらの結果は、撮影角度が内的精度に及ぼす影響は、カメラ回転数、撮影枚数などに比べて大きく、撮影位置の決定が写真測量での内的精度を確保するために重要であることを示すものである。

以上の検討結果から内的精度  $\sigma_{xyz}$  は、次式のように定義される。

$$\sigma_{xyz} = \frac{q}{\sqrt{k}} \cdot \frac{d}{c} \cdot \hat{\sigma}_0 \quad \text{式(4.11)}$$

ここで、各係数は次の意味を持つ。

$q$  : 撮影位置により決定される係数

$k$  : 写真枚数

$d$  : カメラから対象物までの撮影距離

$c$  : レンズの焦点距離

$\hat{\sigma}_0$  : 計測点の 2 次元座標の読み取り誤差

すなわち計測点の 2 次元座標の読み取り誤差が、撮影枚数や撮影角度によって決定される値で増幅された結果が、得られる内的精度となる。さらに計測点の 2 次元座標の読み取り精度を向上させるため、本研究では対象物上に計測点の目印となるターゲットを設置した。ターゲットには微細なガラスビーズをシート上に並べ、フラッシュ光を再帰反射させる構造の反射シールを使用する。反射部は円形をしており、その中心を画像処理にて計算

することで計測点の画像座標系上での2次元座標を得る。これにより、1画素の1/10の計測精度で2次元座標値を計測することが可能である。本研究ではこの結果を利用して、計測点の読み取り誤差を使用するデジタルカメラの画素数から予想し、式(4.11)に基づいて実際に現地で撮影して要求される精度を満たすような、ターゲットの配置および写真の撮影条件を立案するシミュレータを作成した。このシミュレータによって最適な撮影計画を立案することが可能になった。

#### 4.2.2 高精度化の現場での検証<sup>4-12)</sup>

本章において、デジタル写真測量を用いた変状計測の実用例を紹介する。計測対象は、昭和30年代に斜面に設置された山留擁壁である。幅120m、高さ30mのコンクリート構造物であり、当構造物には亀裂等の変状が目視により各所で確認されている。クラック計や傾斜計といった局所的な計測はすでに実施されているが、規模が大きいため擁壁全体の面的な動きは把握できておらずデジタル写真測量による三次元計測を実施した。擁壁上には、全体で128個のターゲットを設置し、18mmレンズ搭載の1350万画素のデジタルカメラを用いて、あらかじめシミュレータによって、内的精度が5mm以下となる撮影位置を選択し、結果として21の撮影位置から合計70枚の画像を撮影した。図4-17に現場の状況を、図4-18および図4-19に使用機材を示す。ガラスビーズ入りのシールターゲットは市販されているものを使用した。

前述のシミュレータによって必要とされた10mおよび20mの高さからの撮影には高所作業車を用い、1箇所につきカメラを0°および180°回転させて数十mの距離から対象物の撮影を行った。まず表4-4に地上から通常の方法による撮影と、シミュレータの撮影計画による計測における内的精度を示す。それぞれ、水平方向をx、鉛直方向をy、そして奥行方向をzの添字で表し、xyzは全方向の平均を示す。シミュレータに基づいた計測の内的精度は1.5mm以内となり、通常の撮影に対して、全てにおいて上回り、高精度な計測が実施できたことが分かる。この理由としては、シミュレーションの結果に基づいて高さ方向の角度分布を増加させたことで内的精度が上がったものと考えられる。



図 4-17 撮影地点（枠内が高精度化検証位置）





図 4-18 使用機材

(左より固定ターゲット，可動ターゲット)

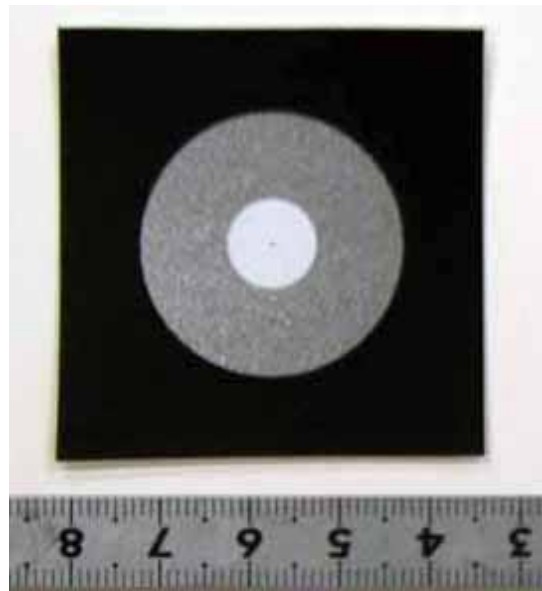


図 4-19 ガラスビーズ入り反射シール

表 4-4 撮影方法の違いによる計測の内的精度 (mm)

	水平 $\sigma$ x	鉛直 $\sigma$ y	奥行 $\sigma$ z	平均 $\sigma_{xyz}$
通常の方法	5.6	2.9	4.3	4.4
シミュレータの方法	1.0	0.8	1.2	1.0

### 4.3 実斜面での変位検出実験<sup>4-13)</sup>

本項では、デジタル写真測量における計測結果の実務面での適用に関する問題を扱う。具体的には、実斜面での変位検出実験を通して、当該斜面の挙動監視にむけ、変位検出に必要な内的精度を検証するとともに動点の探索設定方法を検討した。

#### 4.3.1 変位検出の方法

対象物の変位を検出するには、変位前と変位後の三次元座標の差を取る必要がある。図4-20に変位検出の概念図を示す。絶対座標系で変位を算出するには、絶対座標系で表現される三次元座標が必要であるが、斜面上には、どこが不動点でどこが変動点なのか不明である場合が多いことから、三次元座標が既知の基準点を3点以上設置することは困難である。そのため本章では、フリーネットワーク解法を用いて相対的な三次元座標に関する計測を行った。これによる得られる座標系は、スケールおよび計測点の相対的な位置関係は正確に再現しているものの、計測毎に座標系が異なるため、座標系の重ねあわせを行う必要がある。座標の重ね合わせは次の4段階が必要である。

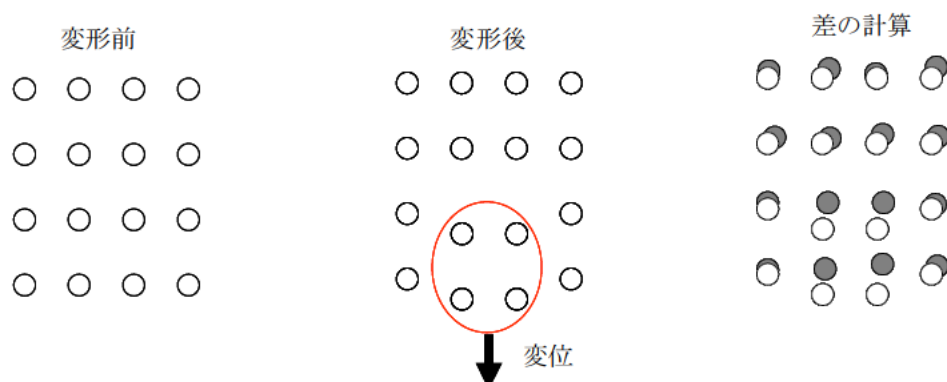


図 4-20 変位算出の概念

##### ①大誤差の除去

デジタル写真測量では、計測回ごと、および計測点ごとに内的精度（真値からのばらつき）を持つ。計測範囲の端に位置する計測点は、撮影枚数が計測範囲の中央に比べ少なくなることや、撮影距離が遠くなるといったことで、計測坂地の中央の計測点に比べて内的精度が悪くなる。そこで、ある一定の閾値を設けて、大きな内的精度を持つ計測点を取り除く必要がある。対象となる構造物によっては、斜面全体にわたって、内的精度の大きさの違いが著しくなることがある。これは、実際の構造物に対する撮影地点が制限されることになり、撮影ネットワークが弱くなる計測点が多いためである。大誤差の除去として計測点を削ることは、必要最低限に抑えて、かつ変位検出に必要な内的精度を実現するため

に、この段階は重要である。

## ②動点の探索

重ね合わせ計算の基準点とするため、計測点の中より不動点を設定する。そのためには、動点の探索が必要である。動点の探索方法として、本研究で行った変位検出実験では以下の三つを行い、当該斜面への適用性を検証する。

- ・全点重ねあわせるによる方法
- ・面ひずみによる方向
- ・統計的仮説検定による方法

全点を重ねあわせる方法は、計測点すべてを不動点として重ね合わせる。実際に動いていない計測点では、動点に比べ検出変位量が小さくなるため、検出変位量が小さい計測点を不動点とする方法である。

面ひずみによる方法は、変位前と変位後を比較して、斜面の歪みが大きい箇所に動点が集まっていると判断し、その周辺を不動点とする方法である。面ひずみは、任意の計測点 3 点からなる三角形の面積の変化を歪みに換算したものであるため、変位検出のように座標の重ね合わせは不要である。

統計的仮説検定による方法は、重ね合わせの差が正規分に従うとしたときに、その差を持つ計測点が、動点であるか、不動点であるかを統計的に判断する方法である。統計的仮説検定による方法では、不動点を設定する上で先見的な情報は必要ない。

## ③変位の推定と検知

上記②で設定した点を不動点とし、それらを基準として座標の重ね合わせを行い、変位を検出する。座標の重ね合わせの計算方法として、最小 2 乗重ね合わせを用いる。

## ④変位量の評価

算出された検出量が、実際に動いた変位によって検出されたものであるのか、重ね合わせ誤差によって検出されたものであるのか、を検討する。まず、検出変位量が、後述する重ね合わせ精度  $\sigma_v$  の 1.645 倍（危険率 5%）を下回るとき、それは重ね合わせ誤差である可能性が高い。また、ある計測点の検出変位量が  $1.645 \sigma_v$  を超え、他の検出変位量よりも突出していたなら、あきからに変位として見なせる。また変位ベクトルの方向が、斜面情報に照らし合わせ上で異常である場合は誤検出と見なせる。さらに、計測点が複数同じコンクリートブロックに存在するとき、そのうちの一つのみ変位が検出された場合も誤検出である場合が高い。

### 4.3.2 変位検出実験の概要

本節では、変位検出実験の概要を述べる。

可動ターゲットを、擁壁中段に3個（奥行方向、鉛直方向、水平方向）、法尻に2個（水平方向、斜面垂直方向）を設置し（図 4-21）、強制的に変位を与えて、可動ターゲットが動点として検出できるかどうかを検証する。また可動ターゲットの変位量検出を行い、検出変位量と強制変位量と差である外的精度を算出する。

撮影条件を以下にまとめる。撮影は21箇所から行った。高所作業車の補助を借りた2段目(10m)、3段目(20m)からの撮影では、一枚の画像で計測範囲全体が収まらないため、斜面を上下2分割して撮影した。一方向の撮影につきカメラを $0^\circ$ 、 $180^\circ$ 回転させて撮影を行ったため、2段目、3段目からは、一撮影地点につき4枚の画像を取得することとなる。地上からの撮影となる1段目(0m)からは、一枚の画像で計測範囲全体が収まるため、一方向の撮影につき2枚の画像を取得する。

擁壁中段に取り付けた奥行方向(Z)の可動ターゲットを「中段奥行」、鉛直方向(Y)の可動ターゲットを「中段鉛直」、水平方向(X)を「中段水平」と呼ぶ。斜面の法尻に取り付けた、斜面に垂直方向(Y+Z)に可動するターゲットを「法尻垂直」、水平方向(X)の可動ターゲットを「法尻水平」と呼ぶ。

可動ターゲットは、なるべく初期三次元座標値の座標軸を一致するように据え付けたが、完全に一致させることは困難である。検出変位量と強制変位量、およびその差で算出される外的精度は、スカラー量で評価する。変位ベクトルは、他の計測点と同時に変位ベクトル図で評価する。可動ターゲットに与えた強制変位量は、1mm、5mm、10mm、50mmの計4パターンである。変位量の測定にはノギスを用いた。表 4-5 に可動点に与えた強制変位量を示す。変位前(変位 0mm)の計測を行ったあと、1mm の強制変位を与えて計測を行う、といったように、それぞれの変位パターンにつき計測を行うことになるため、それぞれの変位パターンによって解析結果が異なる。表 4-6 にそれぞれの変位パターンにおける計測結果を示す。どの変位パターンにおいても内的精度  $\sigma_{xyz}$  はほとんど同じである。各方向の内的精度  $\sigma_x$ 、 $\sigma_y$ 、 $\sigma_z$  を比較すると、 $\sigma_z$  が最も悪い。これは斜面前方からしか斜面を撮影ができないことに起因する、系統的な誤差である。内的精度は計測範囲中央から外側に行くにつれて大きくなる傾向が認められた。

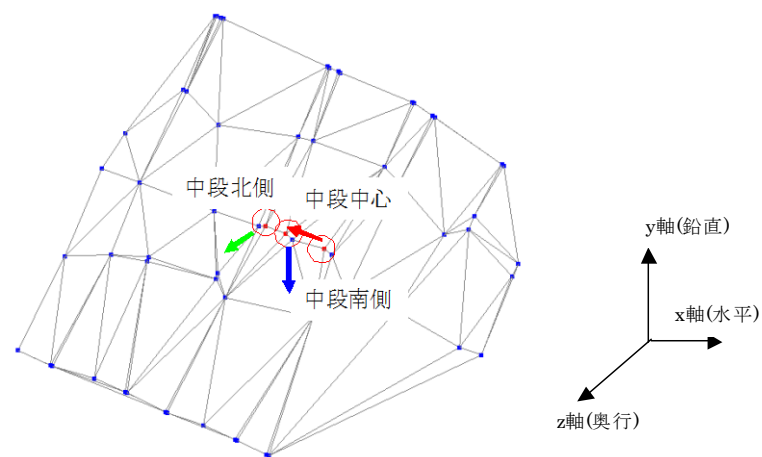


図 4-21 可動ターゲット設置位置

表 4-5 変位パターンと強制変位量(単位 : mm)

変位パターン	斜面中段			斜面下端	
	中段奥行 (Z 方向)	中段鉛直 (Y 方向)	中段水平 (X 方向)	法尻水平 (YZ 方向)	法尻水平 (X 方向)
1mm 変位	0.99	0.86	1.03	1.54	0.96
5mm 変位	5.05	4.93	5.06	4.20	4.97
10mm 変位	10.01	10.25	10.03	9.98	9.97
50mm 変位	45.05	49.91	50.05	49.98	49.93

表 4-6 各変位パターンの内的精度 (単位 : mm)

変位パターン	$\sigma_x$	$\sigma_y$	$\sigma_z$	$\sigma_{xyz}$
0mm(変位なし)	1.33	1.01	1.42	1.27
1mm 変位	1.04	0.81	1.21	1.03
5mm 変位	1.02	0.81	1.23	1.03
10mm 変位	1.08	0.86	1.31	1.10
50mm 変位	1.17	0.92	1.39	1.18

### 4.3.3 変位検出と内的精度の検討

本節では、内的精度に対して外的精度可動点の変位が検出することができるかを検証し、STEP.1 にあたる大誤差の除去のための閾値を検討する。検証方法は、計測点数を内的精度が大きい順に徐々に減らしていくごとに、重ね合わせを行い、変位量を検出していく。動点は既知であると仮定し、可動点以外のすべての点を不動点として重ね合わせを行った。重ね合わせの良し悪しは、重ね合わせ精度によって評価する。重ね合わせ精度とは、式(4.4)によって計算される重ね合わせ残差  $v$  の標準偏差であり、 $n$  を不動点数とすると、以下のように表される。

$$\text{数式 } \sigma v = \sqrt{Zv1 / n} \quad \text{式(4.12)}$$

また、可動点の変位検出精度は外的精度で評価する。外的精度は以下の式で計算される。

$$[\text{外的精度}] = [\text{検出変位量}] - [\text{強制変位量}]$$

計測値の内的精度は、斜面中央から外側に行くに連れて大きくなるため、全体の内的精度を小さくしていくと、**図 4-22** のように外側の計測点から削られていく。内的精度および計測点数は以下のように減じた。

- ① 63 点 :  $2.0 \sigma_{xyz}$  計測エリア ( $\sigma_{xyz}=1.27\text{mm}$ ,  $\sigma_{\max}=2.40\text{mm}$ )

計測範囲のすべての計測点を用いる。内的精度は  $2.0 \sigma_{xyz}$  以内。

- ② 49 点 :  $1.2 \sigma_{xyz}$  計測エリア ( $\sigma_{xyz}=1.08\text{mm}$ ,  $\sigma_{\max}=1.49\text{mm}$ )

内的精度が  $1.2 \sigma_{xyz}$  (1.5mm) を超える計測点を取り除いた。

- ③ 36 点 :  $1.0 \sigma_{xyz}$  計測エリア ( $\sigma_{xyz}=0.96\text{mm}$ ,  $\sigma_{\max}=1.25\text{mm}$ )

内的精度が  $1.0 \sigma_{xyz}$  (1.25mm) を超える計測点を取り除いた。

- ④ 26 点 :  $0.85 \sigma_{xyz}$  計測エリア ( $\sigma_{xyz}=0.85\text{mm}$ ,  $\sigma_{\max}=1.08\text{mm}$ )

可動ターゲットよりも大きい内的精度(1.1mm)を持つ計測点をすべて除いた。内的精度は  $0.85 \sigma_{xyz}$  以内。

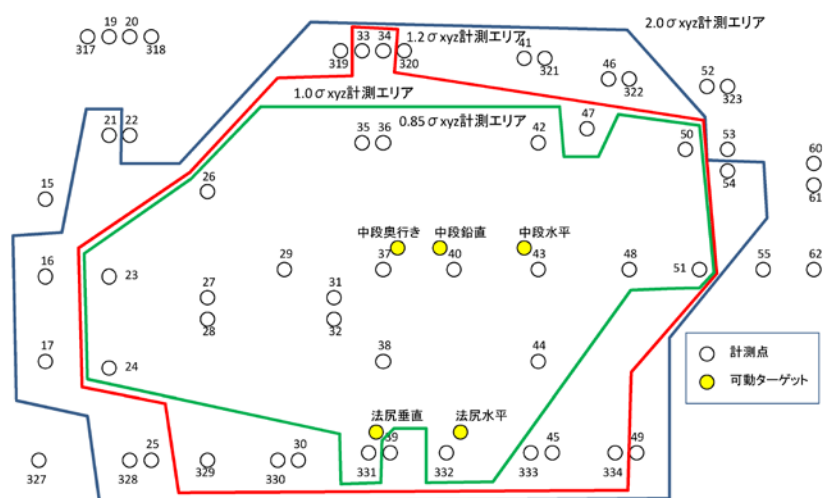


図 4-22 計測精度の閾値の変更による計測エリアの変化

#### 4.3.4 変位量の検出

上記の解析結果を用いて、変状（変位）の検出を確認するために、マイクロメータの付いた可動ターゲットを図 4-21 に示したとおり、擁壁の中段に取り付けた。可動ターゲットは、奥行き方向、鉛直方向および水平方向に 3 個設置し、それぞれ 1,5,10,50mm の強制変位量を与えた。撮影は可動ターゲットに変位を与える前後に行い、両解析結果を比較することで変位を計測した。変位の算出には、まず式(4.4)を解くことにより計測点の 3 次元座標を求めるが、基準点を設けなければ座標系を決定することができない。しかしながら、擁壁全体に変状が発生している場合や変動が不明な場合は、基準点を設定することができない。そこで、本研究では 2 段階の方法によって、擁壁の変状を検知する方法を開発した。

第一には、全未知数から形成される図形の重心を拘束して解を得る。数学的には、式(4.4)の両辺に通常の逆行列を拡張した Moore-Penrose の一般逆行列を操作することで解を得ることに相当する。この場合、変位を与える前後の 2 回の解析結果は、独立したもので、同一の座標系で計測値の座標値を議論することはできない。ただし、計測点間の距離は座標軸に関係のないスカラー値であり、2 回の計測値を比較することが可能である。ここでは、任意の 3 つの計測点で作る三角形の面積の変化によって、変位発生箇所を検知する方法<sup>47)</sup>を利用する。

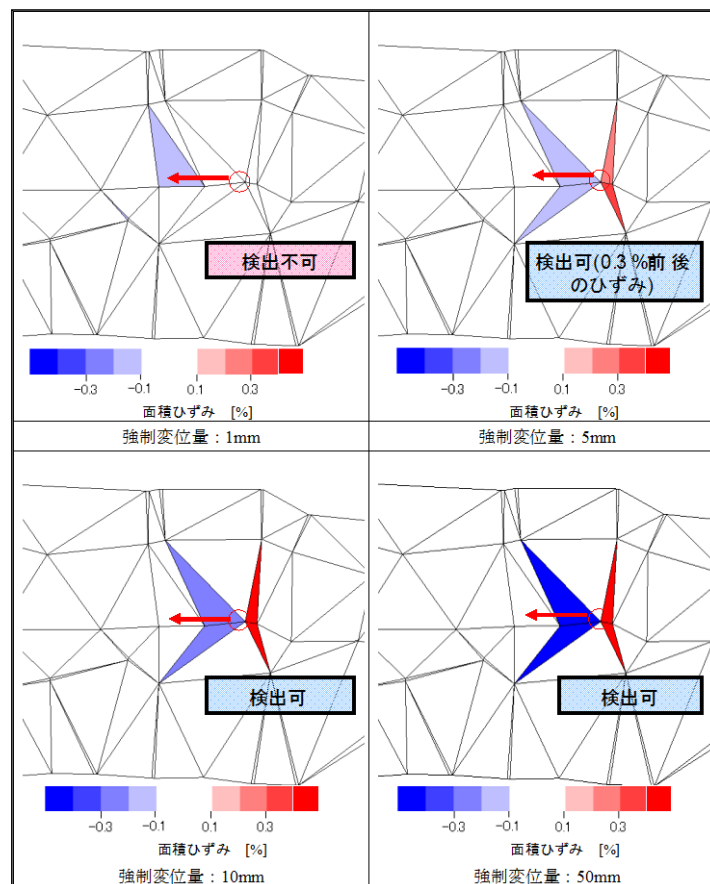


図 4-22 面積変化(面ひずみ)の変化による変状箇所検知例



図 4-22 は、擁壁上に設定した計測点から作成される三角形の面積の変化を示す。図において変化が生じている箇所は、マイクロメータによって計測点に変位を与えた箇所に相当する部分である。

第二に、この変状箇所の状態を詳細に調べるために、2 回の計測を同一の地上座標系上に変換し、変位をベクトル

表示させる。すなわち各解析結果を同じ座標軸上で重ね合わせる作業を行う。まず各モデルの座標系と地上座標系の関係は式(4.13)で表される。ここで  $Y$  は対象空間の座標ベクトル、 $R$  は直交行列、 $x$  はモデルが存在する任意の空間の座標ベクトル、 $b$  は平行移動ベクトル、そして  $s$  はスケール比である。

$$Y = sRx + b \quad \text{式(4.13)}$$

対象物（擁壁）を撮影する際には、長さが既知の情報となるように、あらかじめ正確に長さを測定した基準尺を数本設置する。毎回同じ基準尺を撮るようにすれば、撮影ごとのスケール比は 1 であり、また撮影ごとの座標軸の重心の座標が原点になっているので、平行移動は考慮しなくてもよく、式(4.14)のように簡略化される。

$$Y = Rx \quad \text{式(4.14)}$$

撮影対象上のターゲット  $n$  点に対して、式(4.15)の残差  $v$  の 2 乗和が最小になるようにして、両モデルを重ね合わせる。

$$v_i = Y_i - Rx_i \quad (i = 1, n) \quad \text{式(4.15)}$$

この手法により、従来は撮影対象物の形状を求めるために使われていた写真測量を、変位を検出するための手法へと発展させることが可能となる。本手法により重ね合わせることでできない部分に変位を生じた計測点であると認識でき、変位が生じていない計測点を基準にして同一の地上座標系を作成して、各計測点の変位を算出する。表 4-7 にマイクロメータによって与えた変位を検出した結果を示す。表は、計測から得られた変位と実変位量との差を記述したものである。変位の生じた方向によって計測値との差の大きさが異なるが、5mm の変位を 2mm 以下の誤差で検出できていることが分かり、本手法の妥当性を証明できたと考える。

表 4-7 マイクロメータによる強制変位 5mm での計測結果 (mm)

	水平方向	鉛直方向	奥行方向
計測値と実変位量 (5mm) との差	+1.68	+1.75	-0.63

#### 4.4 ひずみ分布，重ね合わせを使った検証手法

山留めよう壁の挙動評価は，**図 4-23** に示すフローで実施した．本フローは，測定結果から 2 点間距離分布，2 点間距離分布で変位が発生しているエリアを中心に，重ね合わせ手法を用いて，詳細な変位方法の検討を行った．一般的にはひずみ分布図を作成し変位エリアの選定を行うが，本計測箇所では，ターゲットの配列が，ひずみ分布を検討するための三角形の面積の設定が立地上難しい．そのためひずみ分布の評価方法を本地点に適用することが困難であり独自の評価フローが必要であった．

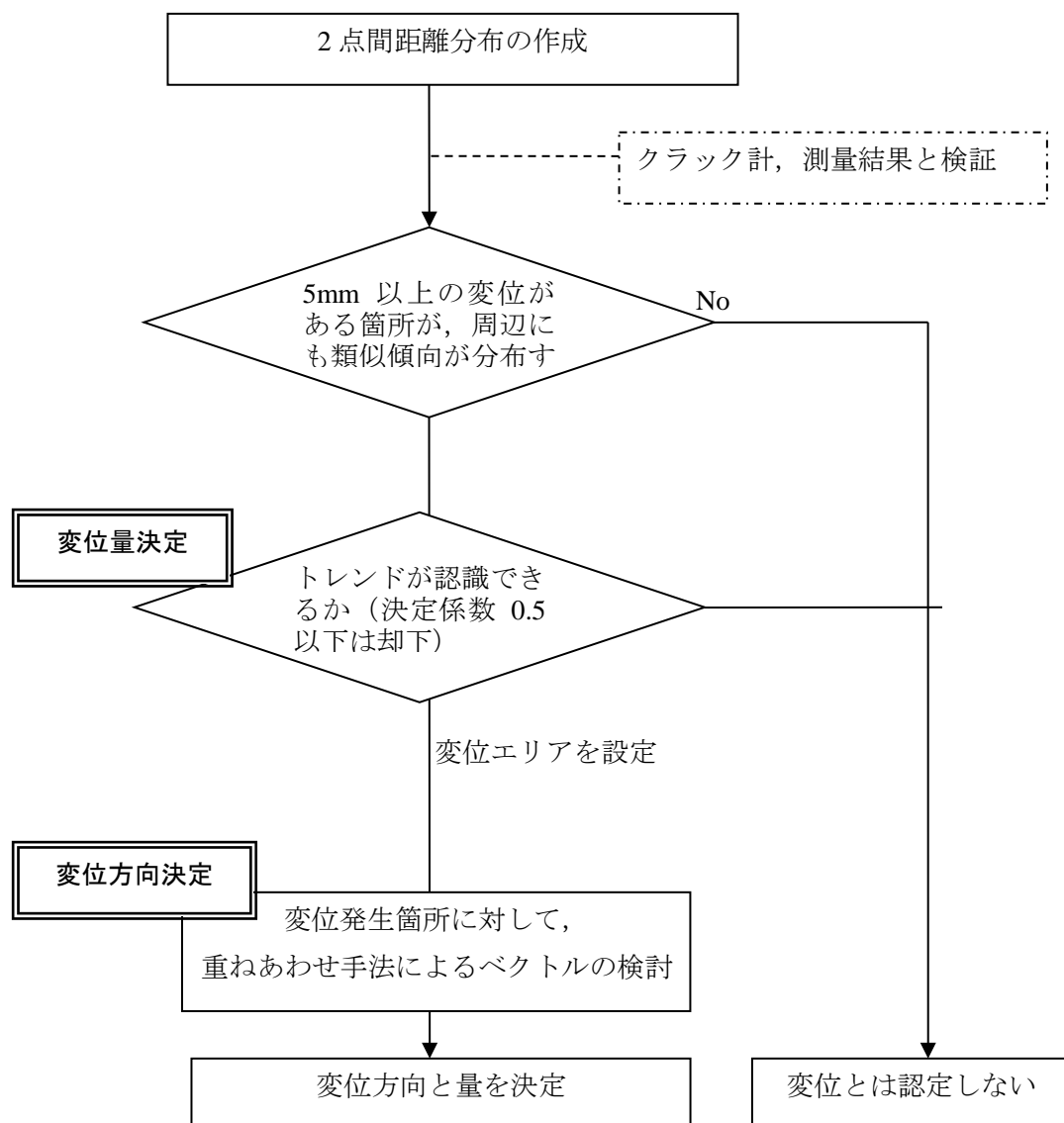


図 4-23 挙動観測フロー図

## 4.5 維持管理現場への適用

### 4.5.1 計測状況と結果

前述のとおり山留擁壁の挙動をまず相対的に把握するひずみ分布により把握し、次のひずみ分布から変位が発生している箇所を抽出し、当変位箇所を対象に三次元変位分布を求めるという２段階の評価を行った。内的精度  $1\sigma$  は、全 6 回の計測の の平均値が 1.87mm、各計測における の最大値および最小値がそれぞれ 2.18mm および 1.48mm と良好な結果を得た。この結果より三次元座標値が約 95%の確率で含まれる内的精度  $\pm 2\sigma$  は最大値で  $\pm 4.3\text{mm}$  であり、これを基準に考えれば当初の目的である 5mm の変位を検出するという目的を達成できていると考えた。なお山留擁壁は、コンクリート製であるため温度特性を把握する必要から赤外線サーモセンサにより行った温度計測で全 6 回の計測における気温差の最大値は、 $13.4^{\circ}\text{C}$ であった。コンクリートの膨張率を  $10 \times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$ であるとした場合、約 30m のコンクリート擁壁は、最大 4mm ほどの温度特性による変状が生じている可能性がある。本計測の内的精度  $2\sigma$  は  $\pm 4.3\text{mm}$  であることから、コンクリートの温度特性による変状をとらえている可能性があることになる。

表 4-8 精密三次元計測全体の実施回数

年度	計測実施日	精密三次元計測の実績 回数
平成 20 年度	2009/3/5	第 1 回
平成 20 年度	2009/3/18～19	第 2 回
平成 21 年度	2009/10/23～24	第 3 回
平成 21 年度	2009/12/4	第 4 回
平成 21 年度	2010/3/4	第 5 回
平成 22 年度	2010/9/16～17	第 6 回
平成 22 年度	2011/3/4	第 7 回
平成 23 年度	2011/8/29～30	第 8 回
平成 23 年度	2012/3/8～9	第 9 回
平成 24 年度	2013/2/20～21	第 10 回
平成 26 年度	2015/1/20～21	第 11 回

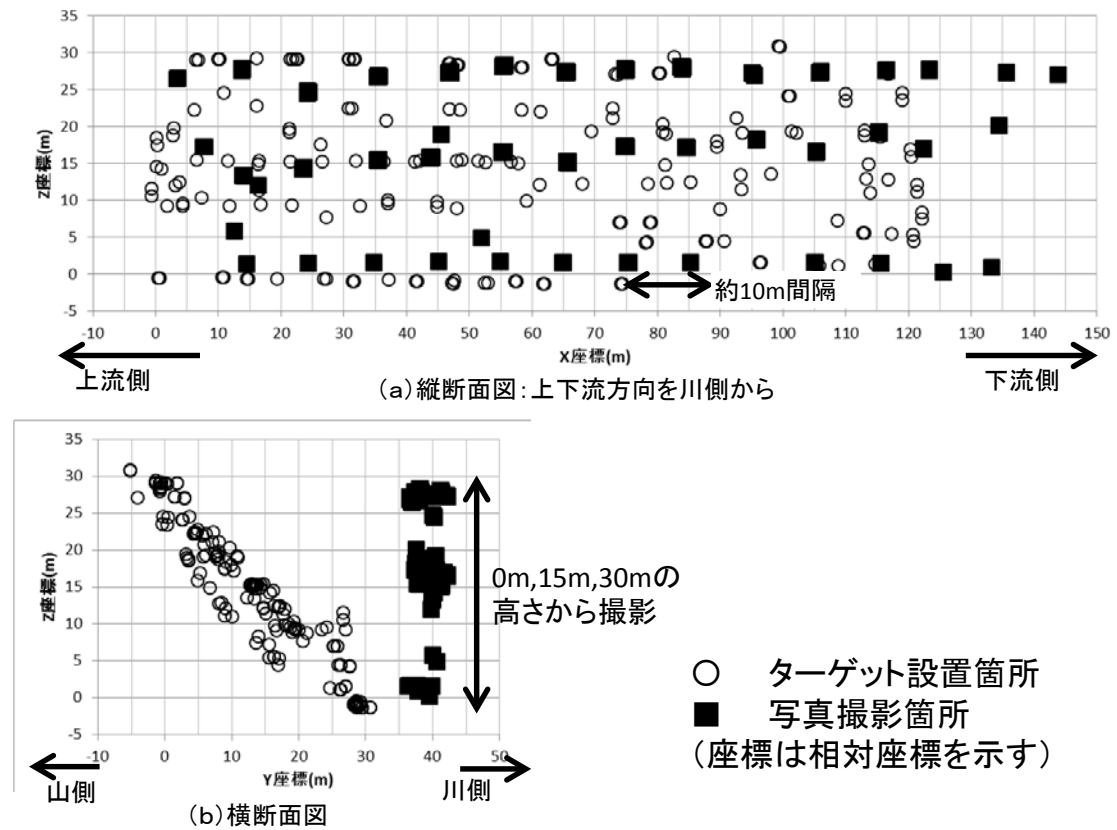


図 4-24 ターゲットと撮影位置の関係

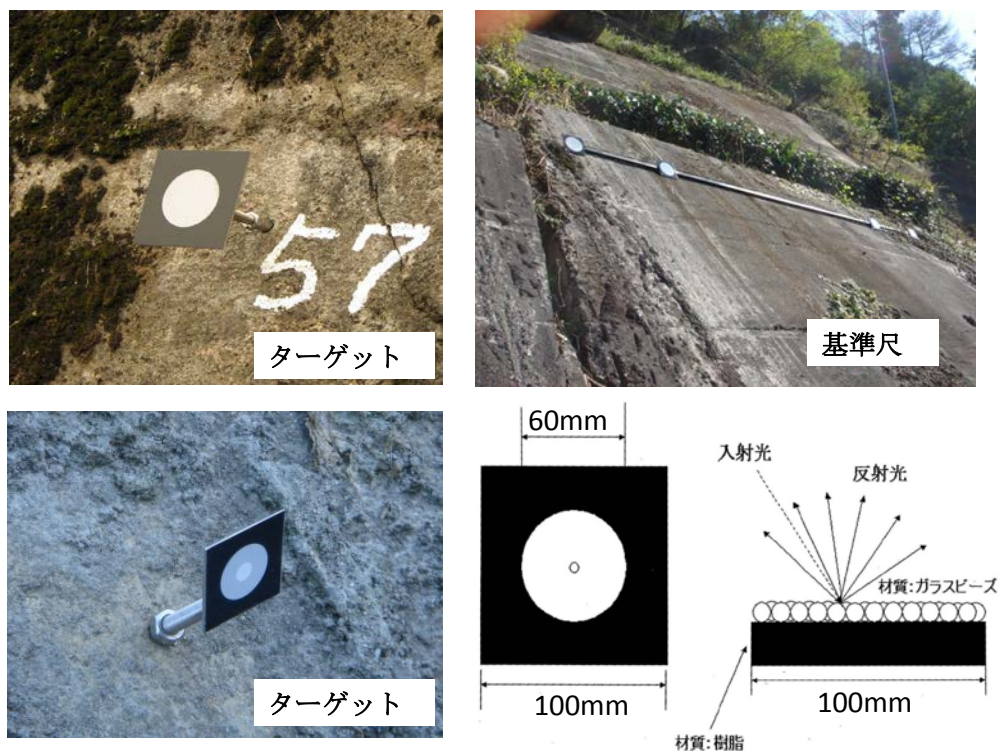


図 4-25 ターゲット仕様および設置写真

計測の計測条件と内的精度を表 4-9 に示す。計測全体の内的精度には、ダミーターゲットの内的精度、基準尺の内的精度の結果を含まない。

表 4-9 計測内容と測定結果

	使用基準尺		使用 写真 枚数	ターゲット数		読み取 り精度	内的精度			
	1m	5m		60mm	30mm		$m_x$	$m_y$	$m_z$	$m_{xyz}$
	本	本	枚	枚	枚	$\mu\text{ m}$	mm	mm	mm	mm
1	6	-	70	-	81	10.36	92.07	25.56	27.28	57.37
2	8	-	100	-	81	4.947	18.25	5.06	5.41	11.37
3	-	5	147	81	47	2.327	2.39	1.03	1.53	1.74
4	-	5	180	81	47	3.681	3.45	1.47	2.12	2.48
5	-	5	215	81	47	3.996	3.68	1.69	2.73	2.82
6	-	5	210	81	47	3.123	2.96	1.27	1.87	2.15
7	-	5	197	81	47	2.095	2.67	1.11	1.80	1.96
8	-	5	288	81	47	2.604	2.68	1.39	2.27	2.18
9	-	5	286	81	47	1.994	1.84	0.99	1.48	1.48
10	-	5	187	81	47	1.757	1.93	1.20	1.79	1.67
11	-	5	251	81	47	1.884	1.73	1.09	1.56	1.49

図 4-26 に変位分布の解析結果を示す。計測期間は、2009 年 10 月から 2013 年 2 月までの 3 年 4 カ月間である。擁壁全体にクラック変位計を配置した場合と同じ効果を得るように、任意の 2 点のターゲット間の距離を求めたものであり、当 2 点間距離の内的精度 $\pm 2\sigma$ を超える 4.3mm 以上の変位が認められ、さらに変位の時系列変化を回帰直線で近似した際の決定係数が 0.5 以上となる箇所を示したものである。表 4-10 には解析結果の詳細を示す。表には 2 点間距離の内的精度 $\pm 2\sigma$ を超える 4.3mm 以上の変位が認められた 13 箇所の変位の時系列データを示すが、前述の決定係数が 0.5 以上となり変位が発生していると認められる箇所は 7 箇所であった。さらにこの 7 箇所は、全 6 回の計測においてほぼ一定方向の変位を示しており、コンクリートの膨張収縮による変動の影響では説明できない変位トレンドを示していると考えられる。これより山留擁壁の北側中段上位を中心に 5mm 以上の変位が発生していることが判明した。特にクラックが集中するターゲット番号 12~17, 24, 27, 42, 43 番を中心にクラックを挟んで 2 点間距離が縮小する変位が集中している傾向が認められる。またターゲット番号 58, 59 番ではクラックを挟んで拡大が認められた。以上が 2 点間距離の変位が確認でき、かつクラックに囲まれたブロックであり変位が発生している箇所と推定した。

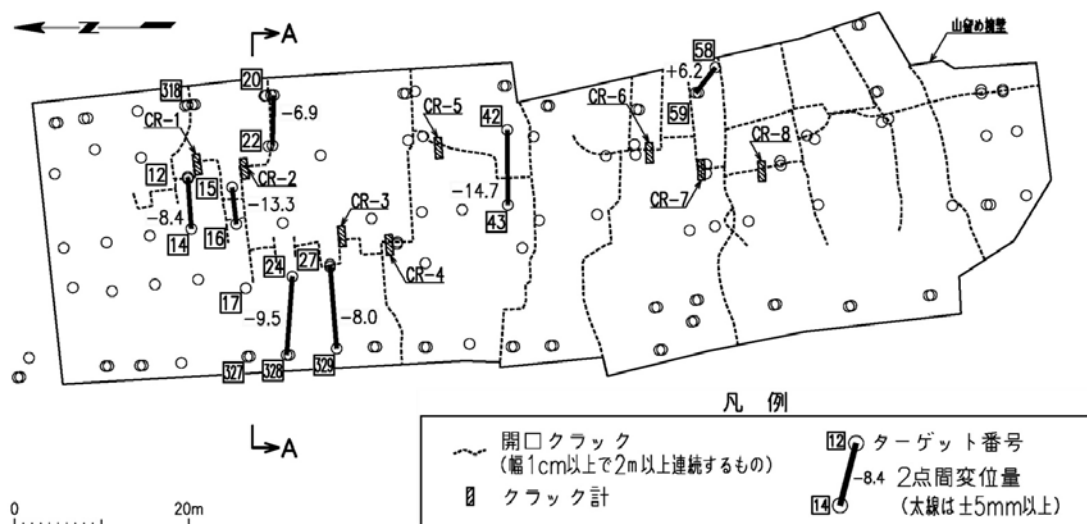


図 4-26 2次元変位分布図

表 4-10 変位解析結果の詳細

ターゲット 番号	調査年月日						決定 係数 R <sup>2</sup>	トレンド の有無
	2009 10/22	2010 3/4	2011 3/4	2011 8/31	2012 3/8	2013 2/20		
12-14	-1.3	0.3	-3.5	-4.9	-4.8	-8.4	0.91	有
15-16	-2.8	-2.1	-4.4	-13.0	-13.3	-15.5	0.86	有
20-22	-0.5	0.0	-5.7	-5.3	-6.0	-8.0	0.89	有
24-328	1.1	-1.0	-1.3	-4.9	-14.2	-9.5	0.69	有
28-329	-0.5	-1.4	0.9	-1.9	-10.9	-8.0	0.54	有
	4.6	6.0	4.8	4.3	-7.6	-4.0	0.59	
	0.9	0.2	-1.5	-4.9	-3.1	-4.3	0.77	
42-43	0.7	2.2	3.4	-3.2	-10.2	-14.7	0.77	有
58-59	2.5	1.0	3.0	4.5	5.7	6.2	0.85	有
	2.2	5.8	1.9	0.1	-1.3	-6.0	0.82	
	-5.2	-1.7	-2.2	-5.6	2.1	4.3	0.55	
	1.3	1.2	2.9	2.4	2.2	5.1	0.75	
	1.5	3.5	4.2	2.1	4.8	5.2	0.51	

#### 4.5.2 三次元変位分布の解析結果

図 4-27 に変位が発生したと推定された箇所が存在するターゲット番号に対する三次元変位分布の解析結果を示す。図は上下流と示した方向の下流側が正の水平方向，図の上方向が正の標高方向そして図に立てた法線方向の手前側が正の奥行方向を表す。この結果より変位が発生したと推定した箇所で 4.8～8.7mm の変位が認められる。この変位は，地すべり末端部における斜面変動による変位の一部であると考えることができる。

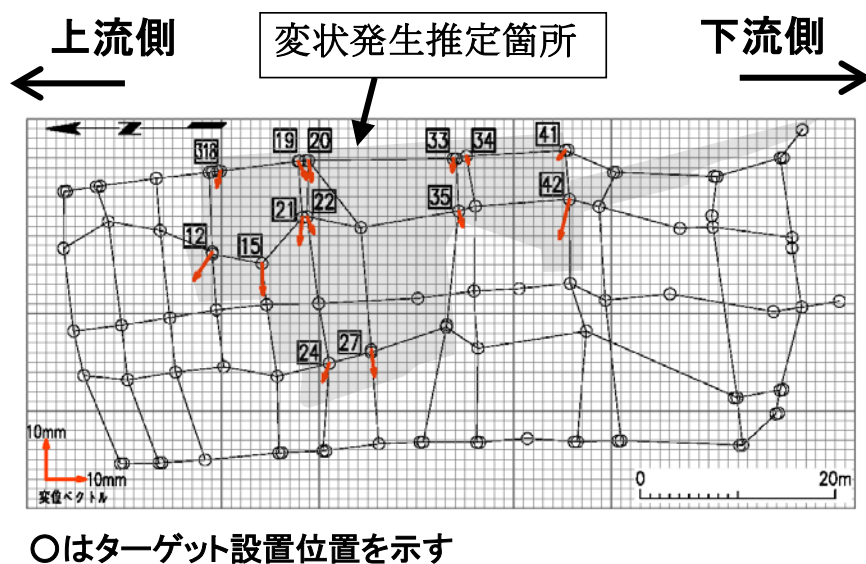


図 4-27 三次元変位分布図

表 4-11 変位発生個所における 3 次元変位の詳細

ターゲット番号	変位量(mm)			
	水平方向	標高方向	奥行方向	変位量値
12	-4.5	-0.4	7.5	8.7
15	0.1	1.3	8.2	8.3
21	-0.6	-2.3	6.9	7.3
22	1.6	-1.1	4.4	4.8
24	-1.6	1.6	4.9	5.4
27	0.7	3.5	7.2	8.0
42	-2.2	-8.4	10.3	13.5
318	0.7	-6.1	5.4	8.2

表 4-11 には図 4-27 の結果について初回と第 6 回撮影時の計測結果間で得られた三軸方向の各変位と全体の変位量の詳細を示す。図 4-27 に示す変位が，全体的に図の手前方向す



なわち河川方向に表れていることを示している。ただし二次元変位分布で変位発生と推定した箇所ターゲット番号 58 と 59 番付近では三次元変位は、認められなかった。この原因は、二次元変位分布において確認された 2 点間距離変位分布が 1 箇所であり、上流側のように変位分布がまとまって確認されておらず、変位のエリアが小さいためであると考えられる。また年間の変位量に換算すると 1.7mm/年の変位量であることから、活動性はあるが、本計測における検出限界以下程度に小さいと考えられ、管理上は問題ないと考えられる。

## 4.6 擁壁変状の活動性評価

擁壁変状の活動性評価については、異なる計測手法との検討を行った結果、実際の変動について評価を行う。この評価については、現地に設置されたクラック計の計測結果で検証しながら、実際の擁壁の面的な変動を把握することで解釈を試みる。

### 4.6.1 光波測量との外的精度評価

精密三次元計測で得られた三次元座標と、光波測量による16箇所のターゲットの二点間距離の差とデジタル写真測量で得られた二点間距離と比較を行った。ただし光波測量の誤差も考慮して検討行う必要がある。

**表 4-12** には、光波測量と精密三次元計測による座標および2点間距離と距離差を示した。これによれば距離差は、4～28mmの範囲で、平均10mmとなった。光波測量の誤差が約±5mm、精密三次元計測の誤差が全体で±7mm程度と考えると、両者はほぼ整合していると考えられる。

**表 4-12 光波測量と精密三次元計測の座標と距離差**

ターゲット番号	光波測量				精密三次元計測				距離差(mm)
	X 座標	Y 座標	Z 座標	2 点間距離	X 座標	Y 座標	Z 座標	2 点間距離	
1	-113757.978	-61149.328	145.476	-	1,757	9,296	27,040	-	-
14	-113776.608	-61134.508	151.183	24.480	21,361	15,266	13,597	24,509	-28
16	-113781.771	-61133.968	151.204	5.191	26,551	15,184	13,352	5,196	-5
23	-113787.109	-61133.842	151.533	5.350	31,899	15,379	13,545	5,355	-6
24	-113788.202	-61139.991	145.681	8.559	32,503	9,198	19,443	8,565	-7
25	-113788.116	-61149.682	136.022	13.683	31,636	-933	28,605	13,687	-4
37	-113803.067	-61132.571	151.742	27.630	47,921	15,245	13,196	27,647	-17
47	-113815.900	-61123.902	158.324	16.827	61,392	21,925	5,617	16,839	-12
48	-113816.537	-61133.517	148.925	13.461	61,254	12,036	14,762	13,470	-9
53	-113827.488	-61124.833	159.097	17.286	72,936	22,351	7,251	17,299	-13
55	-113833.804	-61134.675	149.557	15.092	78,448	12,166	16,945	15,103	-11
57	-113830.932	-61149.272	136.571	19.747	74,423	-1,458	30,668	19,751	-4
65	-113844.202	-61126.747	155.175	32.087	89,429	17,905	9,926	32,099	-12
67	-113840.572	-61133.626	149.807	9.451	85,272	12,292	16,302	9,457	-7
77	-113863.964	-61131.860	145.092	23.928	108,627	7,067	15,648	23,941	-13
79	-113867.277	-61118.544	156.673	17.956	112,988	19,209	3,150	17,963	-7

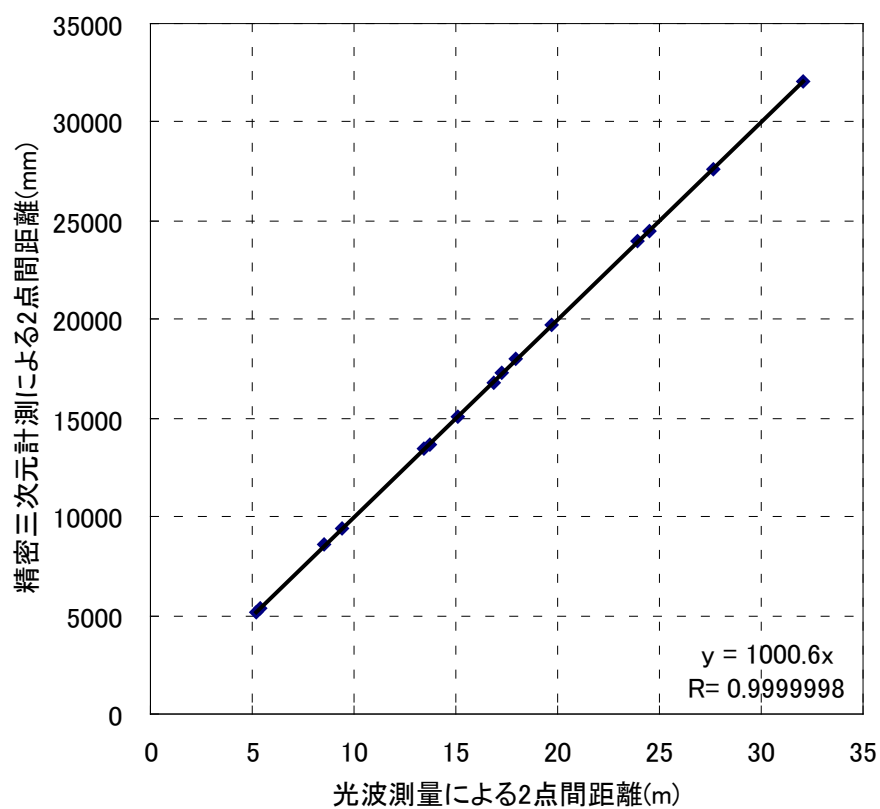


図 4-28 光波測量と精密三次元計測による 2 点間距離の相関関係

#### 4.6.2 既設クラック変位計との評価および変状メカニズムとの検討

デジタル写真計測で得られたターゲットの変位量を三次元変位計測結果とし、同時期の既存計測手法から得られた結果と比較を行うことで、計測の信頼性と変状メカニズムについての検証を行う。図 4-29 に山留擁壁のクラックに設置された既設のクラック変位計による変位量と、クラック変位計と対比可能な 7 箇所の三次元変位計測によるクラックを挟んだ 2 点間距離の変位量を示した。

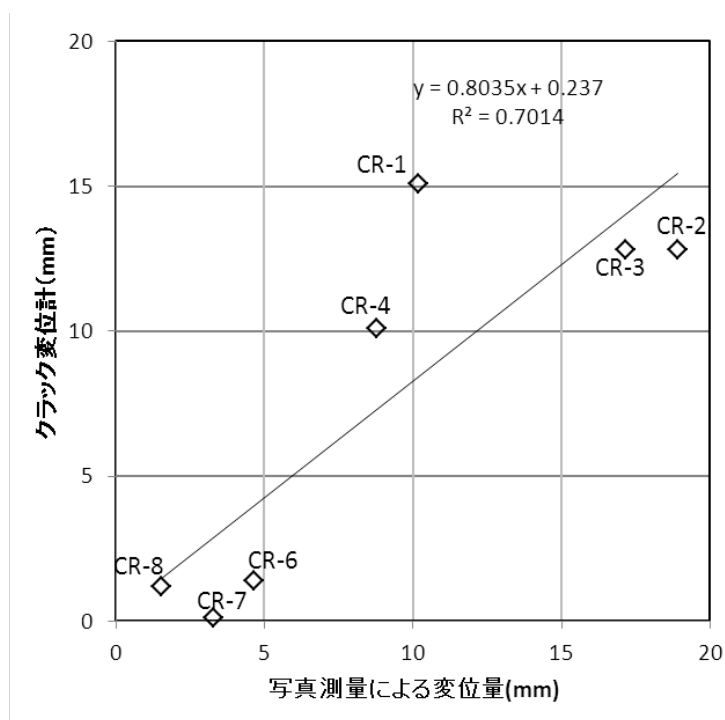


図 4-29 三次元写真計測と伸縮計との計測結果の関係

図中の CR という記号と共に表した番号は、現地に設置されたクラック変位計を示す。両計測結果は近似した値を示しており、三次元写真計測とクラック変位計の変位量の決定係数は 0.7 であり、両者の相関関係は高い。なお、活動性が低いと考えられる CR-6、CR-7 および CR-8 のクラック変位計に対応する箇所の三次元写真計測で変位量は、内的精度  $2\sigma = \pm 4.3\text{mm}$  前後の値であり関係が有意であることを示している。次に山留擁壁では上端部と下端部において光波測量による対岸からの距離計測と、上下流方向の水準測量が実施されているので、その結果とデジタル写真計測法の結果を対比させた。

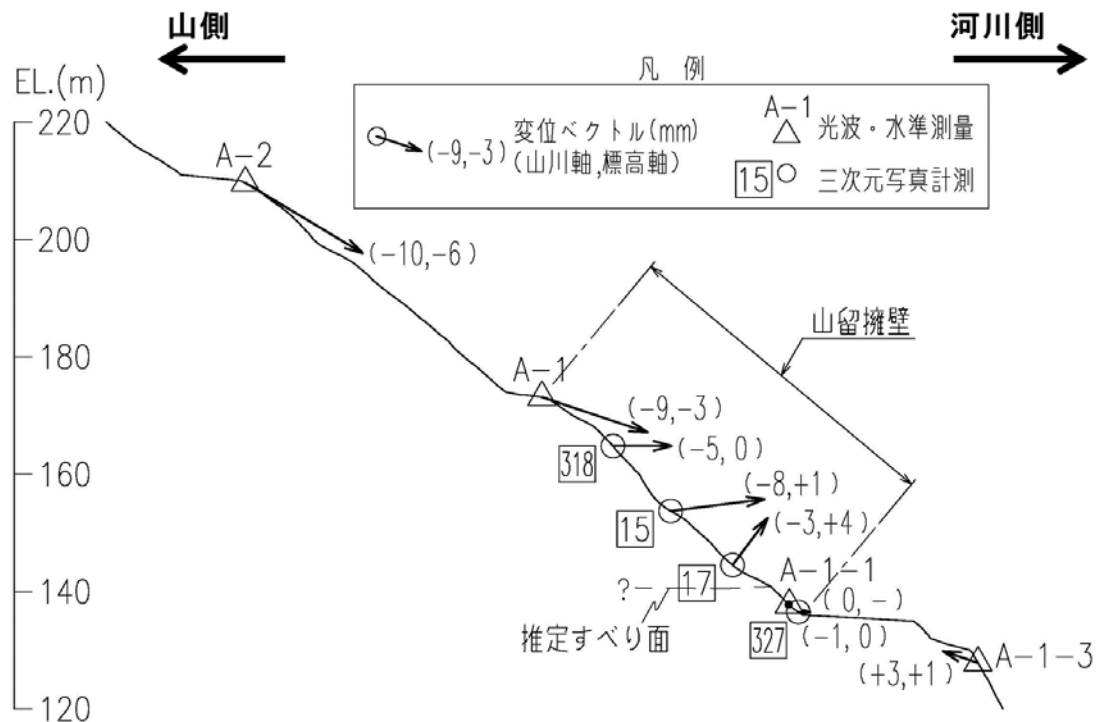


図 4-30 山留擁壁変位箇所断面図

図 4-30 は、変位が発生したと推定した箇所の断面上に両結果の変位ベクトルを示したものである。図中の括弧の中の数字は、それぞれ図の河川側への変位量と標高の高い方を正とした図の上下方向の変位量を示したものである。この結果、光波・水準測量による変位量と本研究における三次元変位計測データともに、山留擁壁の基部付近については、変位量が認められない。これに対し、ターゲット番号 15、17、318 を含む範囲の山留擁壁は、水平方向のクラックを境界として上側のブロックが河川側にせり出している傾向にあることが認められ、両者の計測結果はほぼ整合している。この結果からターゲット 17 と 318 の間に変位量と変位方向に明瞭な差が示されている。特に 17 のターゲットは水平成分がせり出しで、上下成分では浮き上がる方向を示している。これは円弧すべりにおける末端部の挙動と類似している。残念ながら地すべりの上端部については、本計測では捕らえられていない。しかしながら、光波・水準測量の結果と比較することで、A-2 地点よりも上位に上端部が存在すると推定できる。今後においては本計測と光波・水準測量結果をクロスチェックに用いながら、挙動を監視していくことが望ましい。本結果によりクラック計で把握されていた変動量が、面的な範囲も特定されたことで、今後の対策工の基礎資料となり現在アンカー工の設置が設計・施工準備されている状態となっている。

## 4.7 まとめ

本手法は、人工構造物の面的なモニタリングの手法として提案し、デジタル写真測量の特徴である、対象物の寸法・形状を容易に高精度で計測できることであることを利用して、山留擁壁の撮影を行い、そのデジタル画像をコンピュータによって 3 次元的に復元するデジタル写真測量を応用し、当該対象物に生じた局所的な変位分布を計画段階で想定した 5mm の高精度で検知することができた。

擁壁に分布するクラック変位計と同程度の精度で擁壁面全体を三次元計測で変位を把握することができたことは、全てのクラックにクラック変位計を設置することと同等であることを考えると、コストの面でも削減することができた。実測結果は変位量にして 3 年間で 4.8～8.7mm 河川側へ動いている擁壁の変位発生箇所の挙動を明らかにした。これより、本研究のデジタル写真測量による三次元変位計測が従来の計測法と同等の精度をもちながらも、広い範囲を簡便で高密度の計測を可能にする利点を有していることを実証できたと考える。

## 第5章 航空レーザ計測データを用いた地すべりの活動性評価

本章では、地すべり・崩壊に関わる変動の把握を目的とした広域の非設置型モニタリング手法として航空レーザ計測データを用いた三次元点群の分布解析を行い、多時期の計測データを利用する変動ベクトル解析を行うことで、斜面の動態モニタリングを行い地すべり・崩壊の活動性評価を試みた。

### 5.1 航空レーザ計測の活用について

航空レーザ計測は、1990年代後半から活用された手法であり、航空機に搭載したレーザスキャナを用いてレーザ光を地上に照射し、地上で反射するレーザ光との時間差より得られる地上までの距離と、GNSS(全地球航法衛星システム)および、IMU(慣性計測装置)から得られる航空機の位置情報より、地上の標高や地形の形状を精密に調べる測量手法である。植生の枝葉の隙間を通過したレーザ光により、航空写真では確認できない植生下の地形を詳細に把握できることから、地すべり地調査をはじめ砂防分野の崩壊地の抽出<sup>5-1)</sup>などに利用されてきた。また数値標高データ(以下 DEM と呼ぶ、DEM:Digital Elevation Model)が取得できるようになったことで、多数の地形解析手法が開発され文献<sup>5-2)</sup>に整理されている。近年では、最大 400kHz のパルスレートを有する波形記録型のレーザ機器の開発や GNSS の高精度化などにより高密度な三次元点群データが取得できるようになり、微地形判読の精度も向上している<sup>2-37)</sup>など。また、斜面の傾斜量と開度を組み合わせた表現方法が開発されている<sup>5-3), 5-4), 5-5)</sup>など。

航空レーザ計測は、測量作業の手順や精度基準に基づき一定の品質の管理がなされているため、繰り返し計測による二時期あるいは多時期のデータを処理することで地形の変化を把握することが検討されてきた。例えば、二時期の DEM から平面上、同一座標地点の標高較差を計算することで地形変化量を算出し、土砂変動マップやボリューム計算が行われている<sup>5-6)</sup>。地すべりやマスマーブメントの解析の活用は 2008 年の岩手・宮城内陸地震において DEM を用いた数値地形画像マッチングにより 三次元ベクトル変位量を算出している<sup>5-7)</sup>。さらに 2011 年東北地方太平洋沖地震に関わるものとして、地表地震断層の DEM を用いた解析により平野を含む山地部の広い範囲において数 10cm の変位量が報告されている<sup>5-8)</sup>。また DEM の他にもオリジナルデータから表層のデータを活用した DSM (Digital Surface Model) を用いて樹木表面の二時期間での変位量を抽出し、迅速かつ空間解像度の高い傾動分布図を得ることが可能<sup>5-9)</sup>となり、幅広い活用が進んでいる。

以上のように、航空レーザ計測を利用した地形の三次元点群データに基づく変位量解析の事例は、増加しているが、明瞭かつ顕著な地形変動の発生箇所についての報告が主体であり、将来の崩壊を予測可能な地表伸縮計や傾斜計に相当する役割を果たしているとは言えない。今後、斜面変動の初期に見られる植生繁茂下における 10cm 程度以下の微小な変動



を把握することができれば、航空レーザ計測の活用範囲は大きく広がると考えられる。新たに滑動する可能性のある箇所の抽出や滑動初期の微地形の変化を的確に捉えるためには、計測および解析の精度向上に向けた取り組みが必要である。

## 5.2 変動量解析における精度向上のための課題

航空レーザ計測における変動量解析のために精度を向上させるためには、取得した二時期のデータ間で同一の地形的特徴を有する地物の位置を精度よく正確に同定して対比する方法を構築することが求められる。精度よく地表面形状を把握するためには、レーザ計測時期は、植生の繁茂が少ない時期に限定することが望ましい。さらに、レーザ照射密度を高くすることや航空機と地表面の距離を短くすること及び波形記録方式のレーザ計測システムを用いることで、植生繁茂の著しい地域においてもある程度の品質向上を図ることができる。このような方法での精度の向上は、機材の運用やコストなどに大きく影響するが、ハードウェア面での向上に留まる。そこで、得られたオリジナルデータの処理段階において効率的に植生繁茂下の特徴的な地物を際立たせる新たな手法の開発が課題となった。

次に二時期計測データを用いた変動解析としては、数値地形画像マッチング<sup>5・10</sup>が既存手法として用いられている。これは、点群データからグリッドデータを作成し画像化を行い、変位の水平成分を算出する方法である。抽出される変位量や抽出精度は、検索領域全体の相関係数の解析およびサブピクセル解析を用いることにより、計測点自体の精度が粗くても、より微小な変位を算出が可能となっている。しかし、植生が濃い場合やオーバーハング地形などグラウンドデータ取得の点群の密度が低く、フィルタリング作業時に正確に地表面を抽出できない場合、離散的な計測点から構築された TIN(Triangular Irregular Network)モデルは、本来の地表面と離れたものとなり、実際の変位以外の影響が混在することになる。

そこで本研究では航空レーザ測量で得られるオリジナルデータと、これを処理して得られるラストショットである地表面データ（以後、これをグラウンドデータとする）の計測精度を向上させ、地形的に特徴を持つ地物を際立たせる新たな解析手法を試行しながら変動量解析に必要な二時期における同じ地表面形状の検出が容易となるような計測・解析方法の確立を目指した。その研究結果を以下に考察するものである。本手法により得られる斜面の変動は、単に水平方向あるいは鉛直方向を示す変位量ではなく、実際の三次元の変動方向も把握することができるため、変動ベクトル解析として実施した。

5.3 解析手法

本研究の変動ベクトル解析は、図 5-1 に示すフローにより実施した。本解析では、グラウンドデータから作成された DEM と比較して特徴的な地物の情報を持つ下層モデル (S-DEM : Substratum Digital Elevation Model)作成を用いて実施した。なお、本解析における航空レーザ計測機器の諸元を表 5-1 に示す。

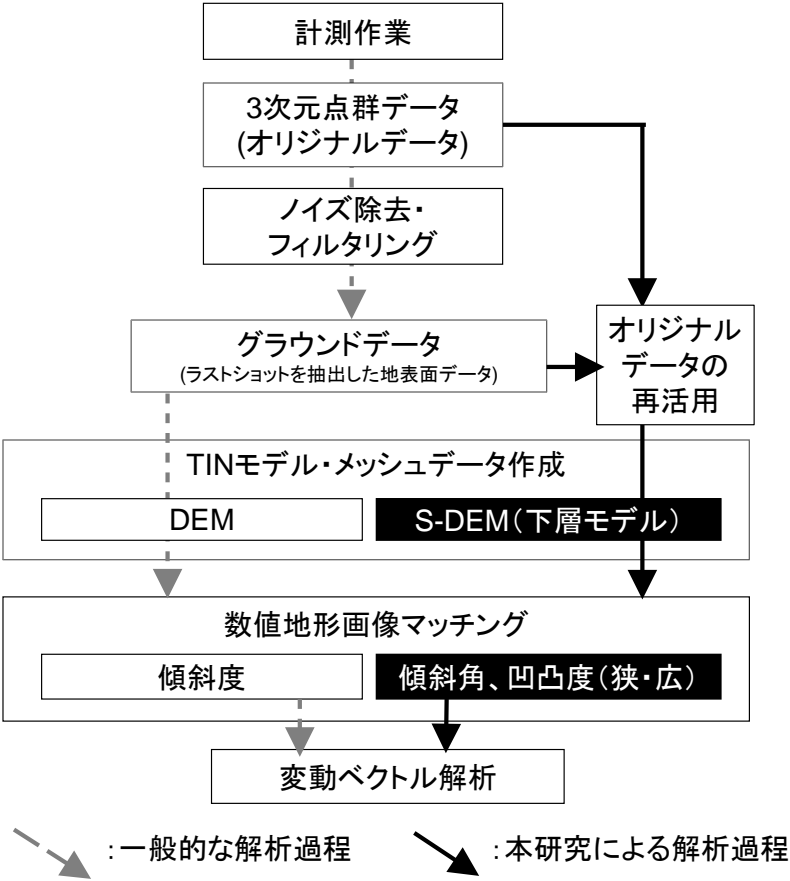


図 5-1 本研究における解析フロー

表 5-1 航空レーザ計測の諸元

項目	諸元
レーザ発射回数	240,000 Hz
計測方式	タイムオブフライト方式
スキャン角度	±30°
飛行速度	100km/h
対地高度	450m

### 5.3.1 特徴的な地形の抽出手法

一般的なレーザ計測においてオリジナルデータからフィルタリングされたグラウンドデータは、植生の影響を除去した比較的単調な地形面の情報となる。この通常の処理の場合は、**図 5-1** に示す一般的な解析手法のように三次元座標点から TIN モデルを作成し、メッシュ状のデータとなった DEM を地形画像として処理を行う。**図 5-2** には、古期崩壊地に隣接した新規の滑落崖を計測した DEM を 1 ピクセル 10cm の解像度で補間陰影処理した画像と 1m 間隔の等高線処理した画像の例を示す。なお、補間陰影処理とは、各計測点を座標変換した時、自然な見え方となるように、視点からの距離に応じた点の重ね合わせ、死角になる点の非表示と補間処理、さらには視点からの距離に応じた影や色付けを行うものである。1m 間隔の等高線図では小崖が一部不連続となり、末端部が不明瞭となっている。表現力は等高線の間隔に依存するものの、小崖の延長が詳細に表現されているとは言えない。一方 DEM の地形画像では、等高線の表現よりも良く滑落崖連続性を判読することができ約 250m の延長の高さ 20cm の小崖として判読が可能となった。

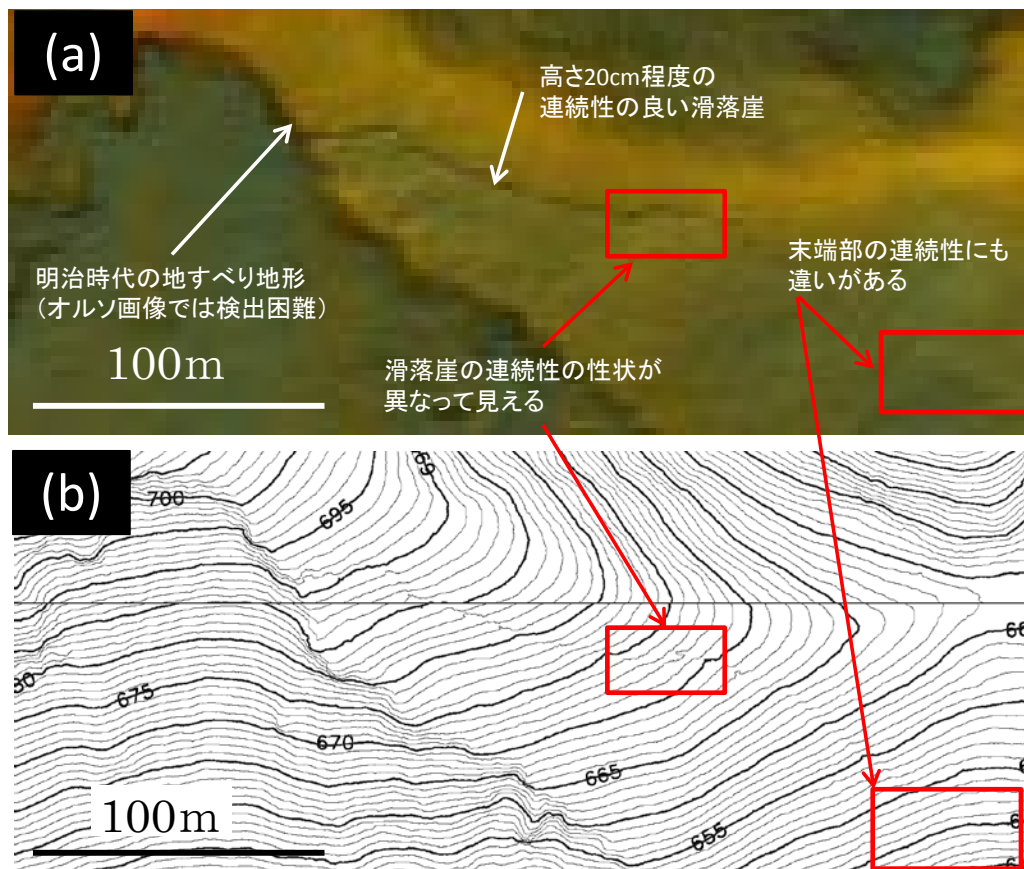


図 5-2 グラウンドデータと等高線図による滑落崖の表現例

(a) : 1 ピクセル 10cm の解像度で作成した地形画像, (b) : 1m 等高線図  
(a) は、約 100 年前に発生した地すべり地に隣接する新規の約 200m の連続性の良い高さ 20cm 小崖である。  
(b) は、等高線化することにより凹凸が明瞭になり、滑落崖の規模を判断することが容易である。ただし等高線間隔よりも小規模な起伏や、小崖の連続性については不明瞭となる。

しかしながらラストパルスだけを抽出したグラウンドデータを正射投影する方法で TIN モデル化した DEM による地形画像では転石やオーバーハングしている箇所は、詳細な地表面の凹凸を表現できないことが指摘されてきた<sup>5-11),5-12)</sup>。そこで図 5-3 に示すように、オリジナルデータが持っている複雑な地表面近傍の凸凹形状の三次元点群データを活かすためにグラウンドデータから任意の距離に位置する点群だけを抜きだし、補間陰影処理を行うことでオリジナルデータの有するノイズや植生として除去された転石、樹幹などの点群を含む情報を抽出し図 5-4 のように、TIN モデル化したものを S-DEM とした<sup>5-13)</sup>。

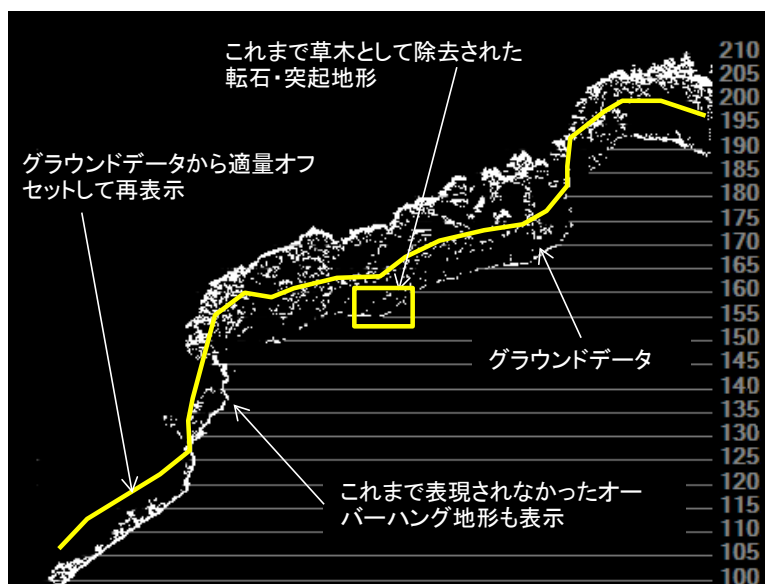


図 5-3 三次元点群データを用いた S-DEM 作成の概要

DEM は、グラウンドデータのみから TIN モデルの作成を行っているが、S-DEM は、グラウンド付近の点群を含むため、多くの三次元点群データを扱って TIN モデル作成ができる。

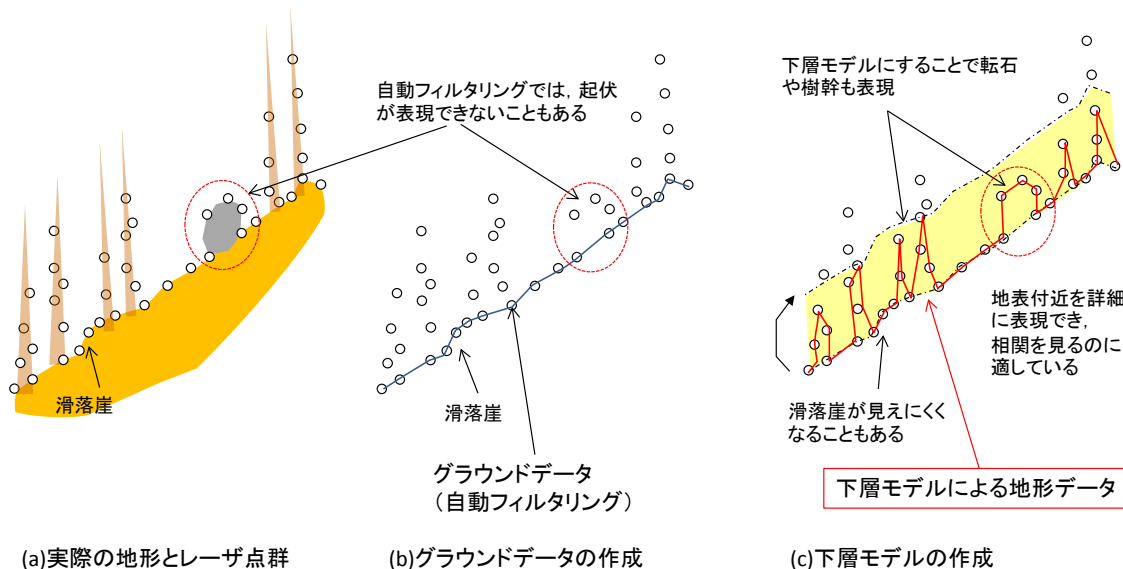


図 5-4 元地形とグラウンドデータ，下層モデルの作成



補間陰影処理で実施する下層処理の範囲すなわちグラウンドデータの表面からの距離は対象地点で推定される転石や崖の高さや植生の種類によって変更する. この S-DEM 処理は, 中日本航空機によって開発された三次元ビューワ “Mierre” を使用した<sup>5-14)</sup>. 同じオリジナルデータを用いた DEM と S-DEM の地形画像を地形・地質別に実施し示した.

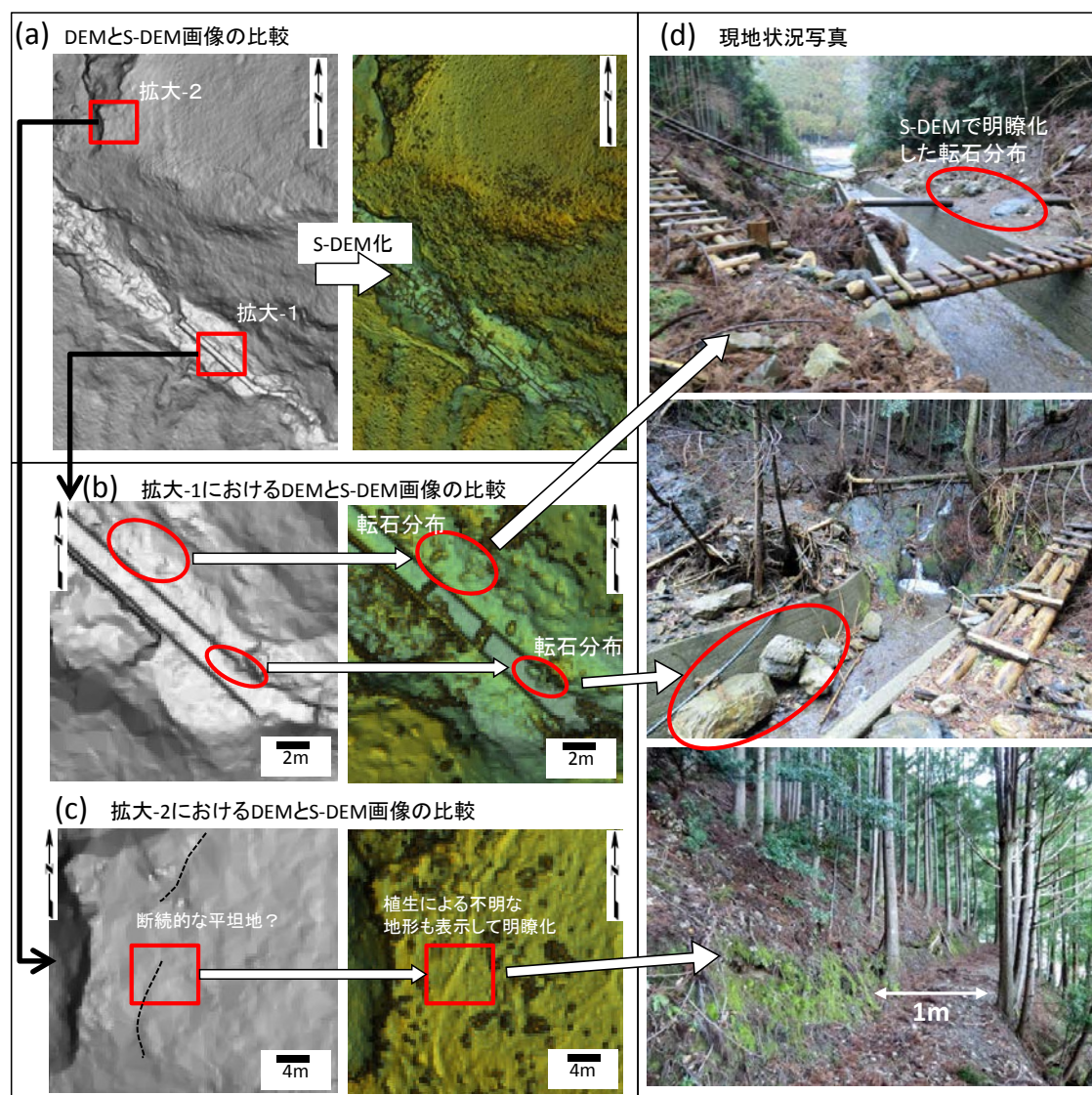


図 5-5 A 地点における DEM と S-DEM の表現例

浸食が進んでいる谷地形と緩斜面である.

(a)DEM に比較して S-DEM では, 転石や植生が表現され山道も明瞭化している.

(b)拡大-1 は水路内の転石や木橋も明瞭に表示されている. 実際の現場では現地状況写真に示すように水路内の転石の詳細な形状や約 50cm の転石分布が確認できた.

(c)拡大-2 の植生が多い箇所は, DEM 画像ではグラウンドへの到達率が低いことにより部分的な緩斜面が表現されるにとどまっているが, S-DEM では植生と山道も明瞭に表現できている.



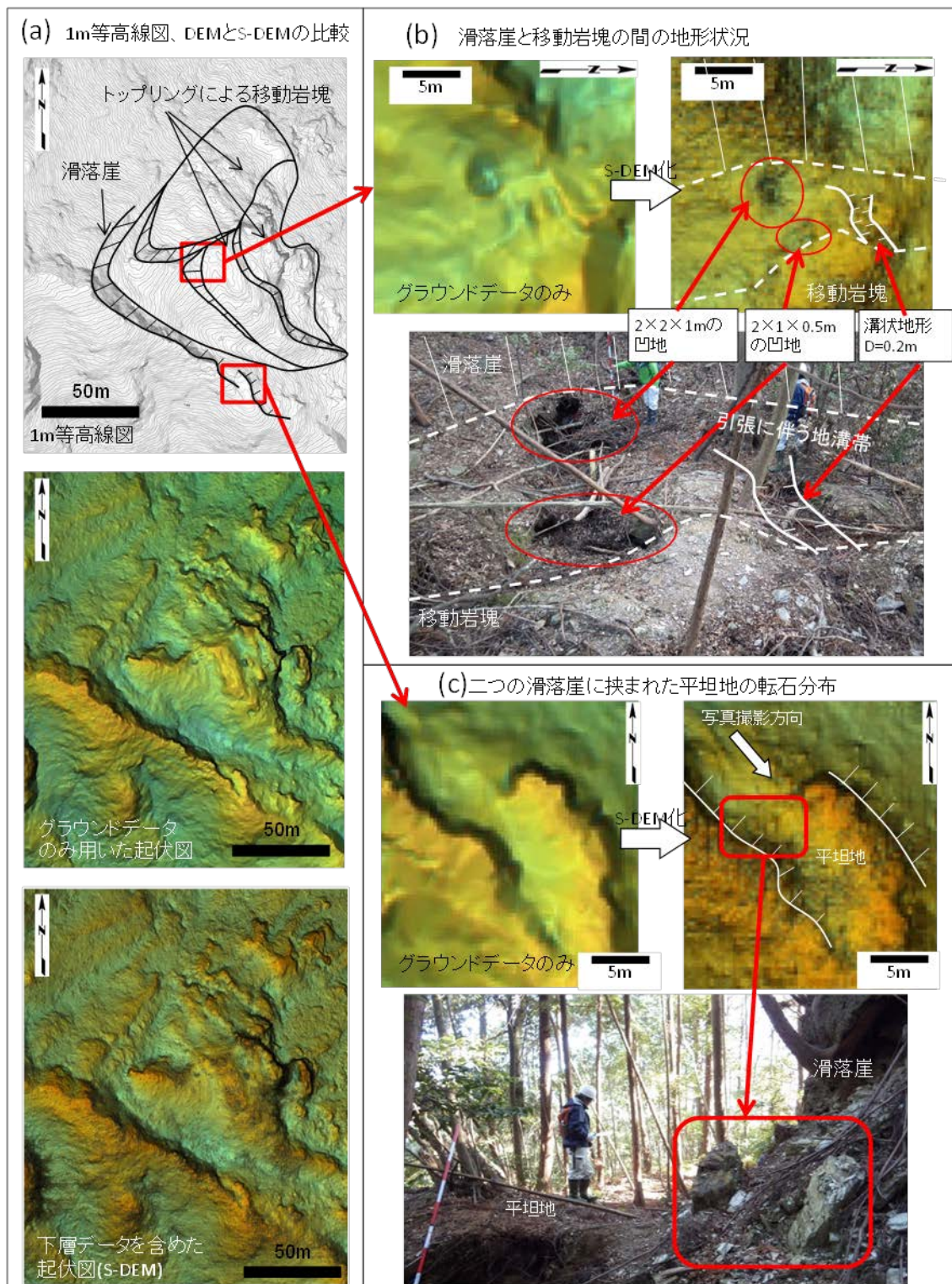


図 5-6 B 地点における DEM と S-DEM の表現例

対象地は、トッピング崩壊が進行している片岩地帯である。

(a)DEM と比較して S-DEM では、トッピングの窪地地形や転石が詳細に表現された。

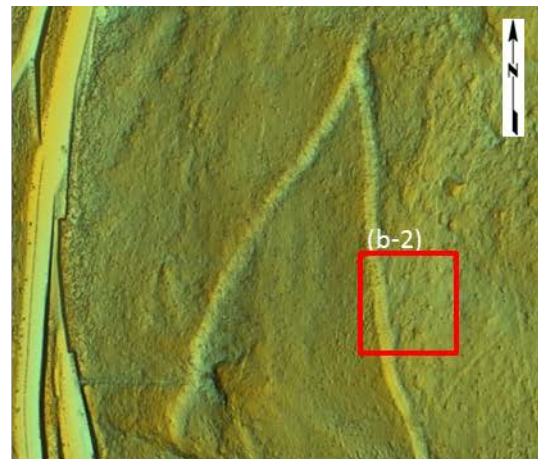
(b)では、窪地形状や規模について正確に表示されており現地状況写真とも整合する。

(c)では滑落崖下に、DEM では認識できなかった直径 50cm 程度の転石が認められる。

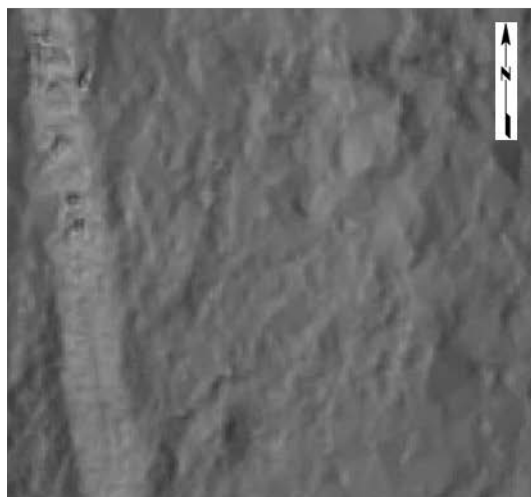




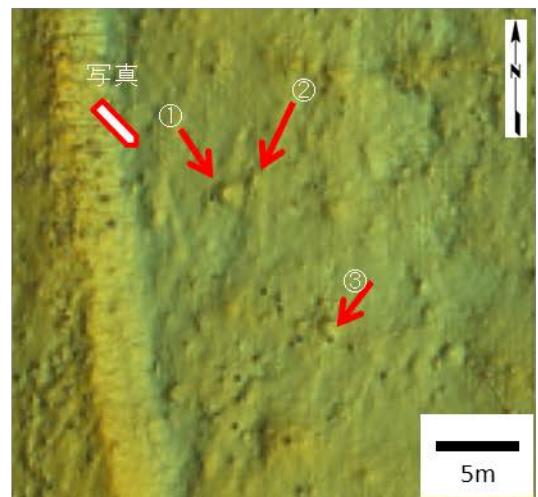
(a-1) 全景DEM



(b-1) 全景S-DEM



(a-2) 拡大DEM



(b-2) 拡大S-DEM



(c) 現地状況写真

図 5-7 C 地点における DEM と S-DEM の表現例



図 5-5 に示すA地点は、中生代の砂岩・泥岩が分布し浸食が進んで谷地形の中の崩壊地や滑落崖が明瞭となった箇所である。ここではコンクリート構造物により水路改修されているが、水路内および水路の両岸には土砂や転石が多く認められる。グラウンドデータから作成した DEM による地形画像（以下、DEM とのみ表記）に比較して S-DEM では、水路内の転石群が明瞭となった。広く緩やかな傾斜地形を示す箇所においては、歩道は表現されにくい。S-DEM では、転石や樹幹などの植生の一部が再現され山道も明瞭に表現できている。次に図 5-6 に示すB地点は、中生代の黒色片岩分布地域でありトッピング崩壊が進行している。抽出した箇所は、トッピングによる滑落崖と移動岩体に挟まれた幅 5 m ほどの凹状地が点在している。DEM でも起伏のある地形が認められるが、S-DEM では、凹地の形状や溝状地形に加え、滑落崖に下の平坦地の  $\phi 50\text{cm} \sim 1\text{m}$  の転石が表現された。

図 5-7 に示すC地点は、流れ盤で表層崩壊が進行している結晶片岩地帯である。DEM 画像と比較して S-DEM 画像では、転石や植生による起伏が明瞭となっている。図 5-7 (a-2) では認められないが、図 5-7 (b-2)では、直径 50cm 程度の転石が散在しており、概ねその位置は現地状況写真に示すように整合している。ただし大型の木根も検出されているため、突起物が必ず転石であるとはいえない。同様に、点状の突起は植生であると考えられる。

以上のようにグラウンドデータのみを用いた DEM では、線的な滑落崖を明瞭にし、起伏感も良く表現されているが、グラウンドデータおよびその直上のデータを有する S-DEM を用いることで DEM では不明瞭である数 10cm の起伏や窪地、約 50cm の転石を陰影で表現できた。このように 2 種類の地形モデルを用いながら微地形判読を行うことで地形地質情報をより有効に活用することが可能になると考える。また S-DEM は、後述する通り高精度な変動解析に必要な地表面の地形的特徴点を多く有しており、変動解析を行うための情報として適していることが明らかになった。

### 5.3.2 S-DEM による変動ベクトル解析手法

変動ベクトル解析ではグラウンドデータを用いた DEM から作成した傾斜度図をピクセルセットの画像相関解析を用いて変位量計算が活用されている<sup>5-8)</sup>。本研究では、グラウンドデータを用いた DEM とは異なり地表面近傍の特徴的な地物を表現することができる S-DEM の特性を生かすこととした。これまで地表面近傍のノイズとして除去された点群をメッシュデータに再活用することが、グラウンドデータのための点群より図化に反映できる数が増え起伏に富んだ情報を有することになった。メッシュの平面は、斜面の形状によって斜面の形状に合わせた任意の座標設定が可能であり、その大きさは、取得された点密度により任意に設定するが、本解析手法では S-DEM の空間解像度を 0.1m に設定した。

具体的な手法としては、図 5-8 に示すように二時期目データの任意地点を中心とした任意のピクセルセットから相関が良い地点を一時期目データから探索する。相関に使用するパラメータは①傾斜角、②狭い領域（考慮距離 5 ピクセル）における凹凸度、および③広い領域（考慮距離 25 ピクセル）における凹凸度、の 3 つのパラメータとする<sup>5-10)</sup>。

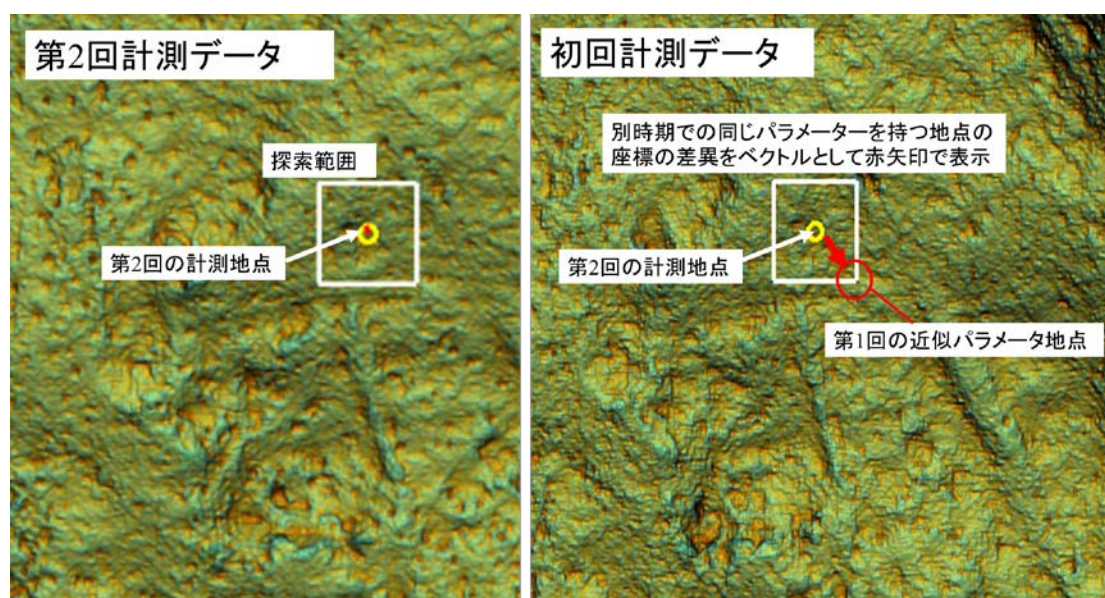


図 5-8 変動ベクトル解析手法の概要

次にパラメータのマッチング処理を行う。マッチングは3成分ごとに5cmずつ移動させ、画像相関法により変動後の対応点を探索し、その変動量を算出した。解析では、マッチングによる初期値の推定と、CPUの並列処理などのアルゴリズム導入により短い計算時間で変動量を推定する工夫を行っている。同定された地点間の三次元座標から変動量の三次元ベクトルを計算し、これを隣接する地点に連続して実施し変動ベクトル図を作成する。本手法の適応性の確認するために従来の DEM と S-DEM を用いた手法の比較を行った。検証は地表踏査により斜面変動が発生している可能性のある場所をテストエリアとして

100m×50m の範囲を選択した。図 5-9(a)には、通常の DEM 画像を上方投影したうえで、変動ベクトル解析を行った解析結果を示す。DEM 画像による斜面変動量は、変動していないと考えられる 0.0m から最大で 1.5m の変動量を示している。1m 以上斜面変動が認められる箇所がブロック状に抽出することができた。次に本研究で提唱した S-DEM 画像を用いた結果を図 5-9(b)に示す。全体的な傾向は DEM 画像の結果と同じトレンドを示しているが、斜面変動量は 0.5～1.1m を示し、DEM 画像を使用した場合では抽出できなかった 0.1m 単位の斜面変動量の検出が可能となった。特に 0.0m と 1.0m が隣接するような箇所において、段階的に数値が変化することができており、課題であった隣接するグリッドのエッジ部分における不明瞭化を解消し詳細な斜面変動量を抽出することが可能となった。

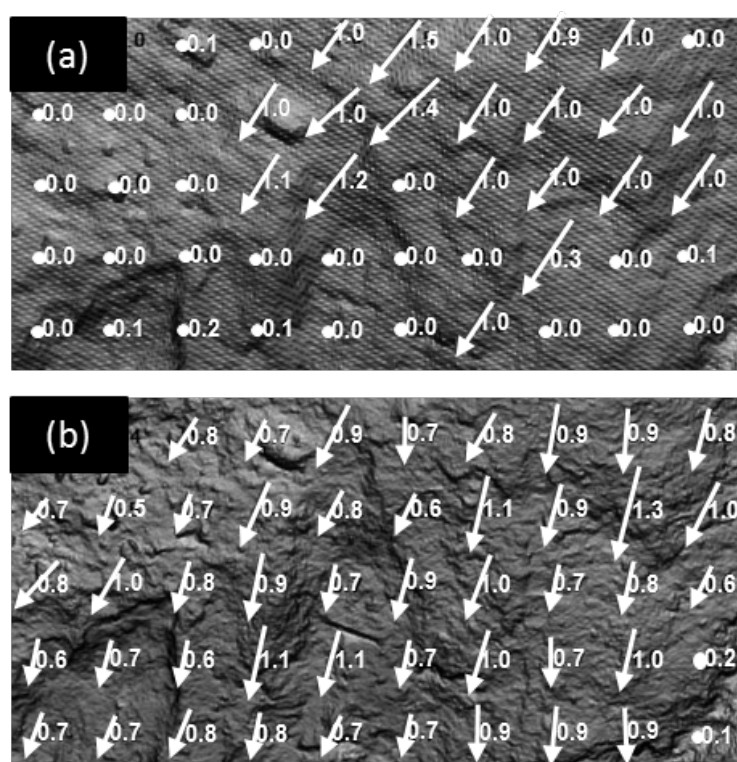


図 5-9 変動ベクトル解析の実施例

(a)はグラウンドデータを、(b)下層点群を TIN モデルからメッシュを作成し、作成したもの。  
(a)(b)ともに 1 ピクセル 0.1m 解像度で処理を行った。ただし下層点群は、グラウンドデータよりも多くの点群を含んでいるため地形画像が詳細に表現されている。

## 5.4 変動ベクトル解析の地すべり地への適用

### 5.4.1 適用対象地の概要

変動ベクトル解析の適用を行った対象地点は、静岡県西部の赤石山地の南縁部に位置する。この付近の山地は、天竜川及びその支流沿いの急傾斜な谷壁斜面とその上方の緩傾斜な小起伏地からなり、谷壁斜面と小起伏地を境とする遷急線は、標高 800m 前後にあり、全体として幼年期の地形を呈する。天竜川は、山地の中を北から南に流下し、天竜川と小起伏地の比高は 700m に達する。対象地を含む谷壁斜面には、多くの地すべり地や崩壊地が分布している。

この地すべり地は、天竜川の支流に接しており、図 5-10 の鳥瞰図に示す通り三つの変動ブロックから構成される。そのブロックの規模は、幅 260m, 長さ 810m, 比高 450m であり、変動ブロックの最上端と最下端を結んだ平均傾斜角は約 33 度である。これらのブロックが崩壊し道路や天竜川へ流下する可能性が考えられることから、斜面変動を把握する必要性が生じた。

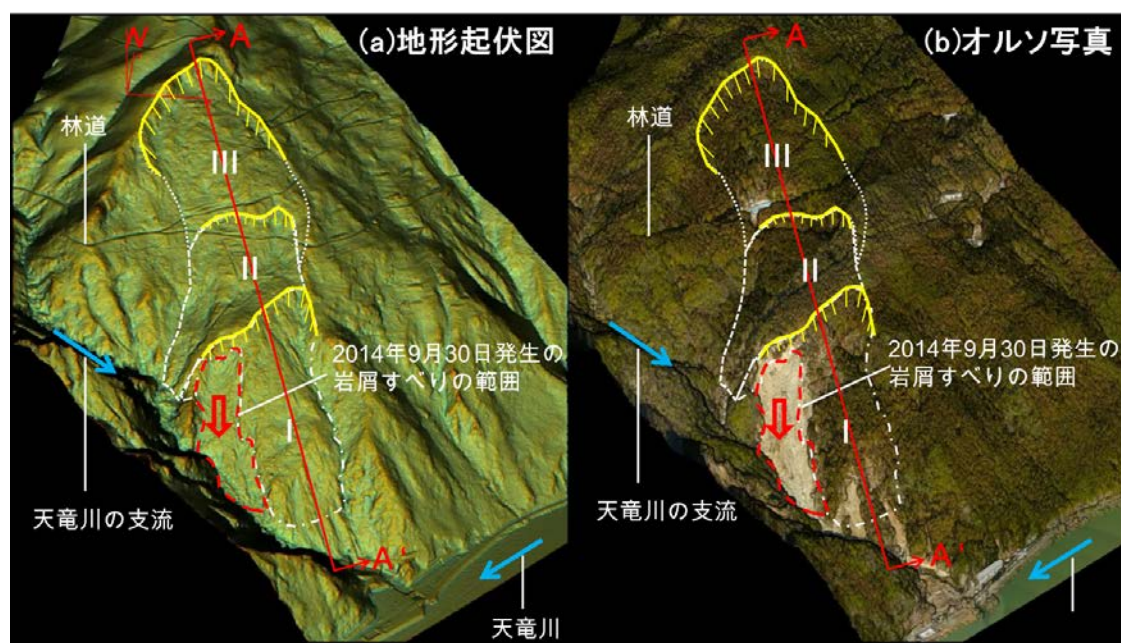


図 5-10 岩屑すべり発生後の地形起伏図<sup>5-6)</sup>とオルソ画像

地すべり地の基盤岩は、西南日本外帯の三波川帯の結晶片岩より構成されている。この結晶片岩は、剥離性に富み、表層の緩みと風化により著しく脆弱化している。地すべりの斜面下部には塩基性片岩、斜面上部には泥質片岩が分布している。片理面の走向・傾斜は、NE-SW、傾斜は  $40^{\circ}$  -  $60^{\circ}$  NW を示す。調査地の片理面は、斜面に対して受け盤構造である。



この地すべり地において、2014年9月30日午後1時10分に2haの範囲で山腹崩壊が発生した。レーザ計測によって得られたグラウンドデータによるDEMによる等高線図をもとに微地形判読および地表地質踏査を行い地すべりブロックおよび地質分布図を作成し図5-11に示した。崩壊箇所は、三つあるブロックのうち下部のⅠブロックの西側エリアの標高380mから220mにかけての傾斜約40度の急斜面に位置し、崩壊物は岩屑を主体とすることから、いわゆる岩屑すべりである。規模は、幅90m、長さ250m、最大深さ13m、崩壊土量約3万m<sup>3</sup>であった。この崩壊は、降雨（天竜観測所：累計降雨量166mm）から4日経過してから発生した。

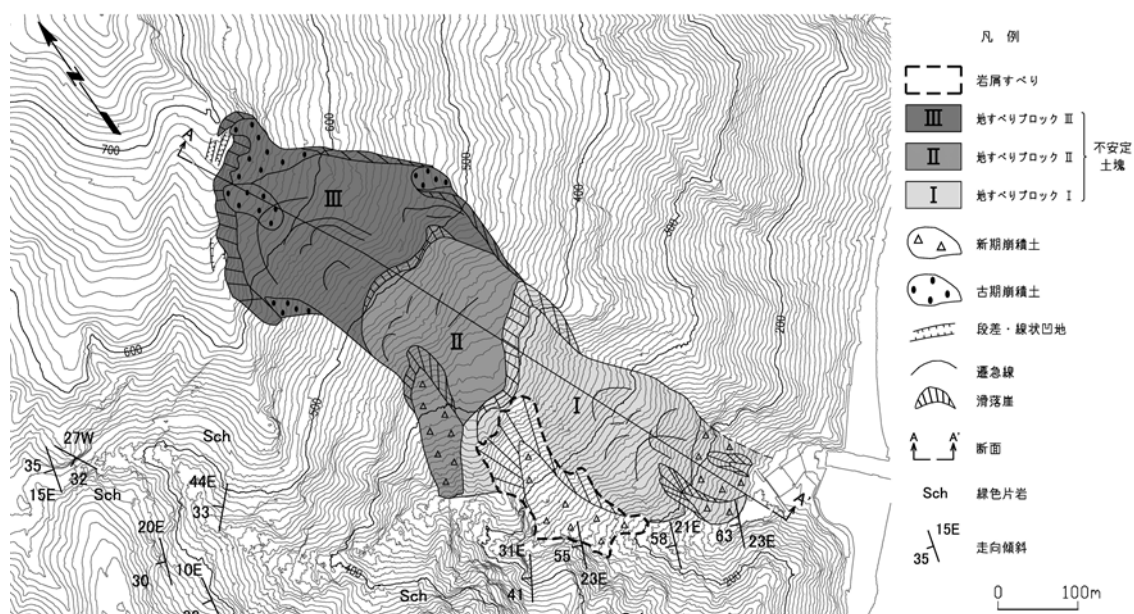


図5-11 地すべりブロックおよび地質分布図

この地すべりの脚部は、天竜川の支流によって常に削剥を受けていることから、脚部浸食の進展が崩壊の原因の一つと考えられる。この崩壊後2か月の間に、崩壊斜面上方の標高490m付近の林道において数十cmの下方への変位が進行した。Ⅰ及びⅡブロックの斜面変動が活発化した状態になったため、緊急地すべり防止事業として、集水井（6基）の設置工事が行われ、2016年3月に竣工している。なお、標高510mより上部のⅢブロックは、水抜きボーリングとアンカーによる対策工事も並行して実施されている。

#### 5.4.2 計測データの品質検証

解析対象地点で実施したレーザ計測の諸元を表 5-2 に示す。点密度とは、1m<sup>2</sup>中のレーザ照射点を示す。グラウンド点密度とは、同様の範囲において、自動および手動のフィルタリングを行って、地表面に到達したとみなしたデータの密度を示す。これによると到達率は、第 1 回と第 2 回よりも第 3 回目の方が良好であるが、この理由は飛行計画および機材の違いによるものである。この検証により本計測で概ね 20cm 四方に分布する開口部や段差を検出することが可能であると判断した。

表 5-2 レーザ計測の諸元一覧

計測回数と時期	1回目	2回目	3回目
	2012/11/5	2015/1/20	2015/12/28
全データ点密度 (/m <sup>2</sup> )	100	138	87
グラウンド点密度 (/m <sup>2</sup> )	5.2	12.5	13.1
グラウンド到達率 (%)	5.2	9.1	15.0

#### 5.4.3 2014 年の岩屑すべりに関する崩壊前後の比較

得られた点群情報について、崩壊箇所の標高差の差分解析を行った結果、図 5-12 に示すような範囲の崩壊が明らかになり、標高差 70m、最大幅 100m、最大標高差分 13m で、崩壊量は 3 万 m<sup>3</sup>であることと算出することができた。

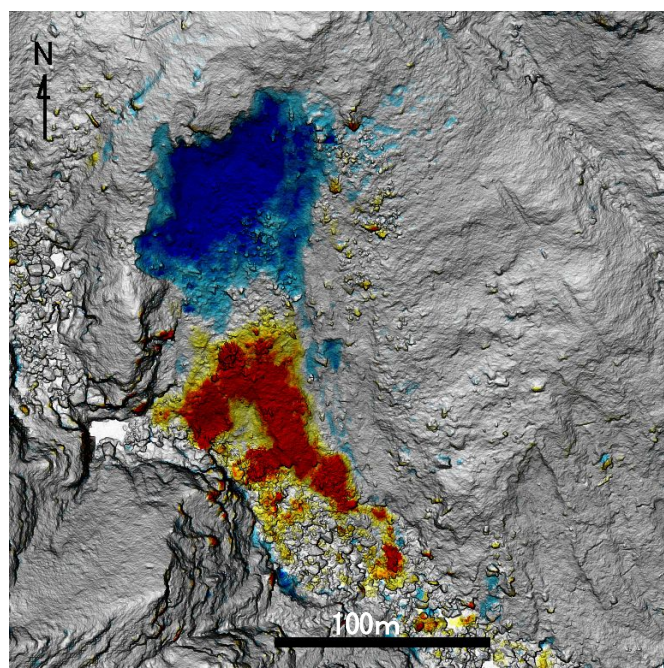


図 5-12 崩壊量の標高差差分解析図

岩屑すべりの頭頂部は、崩壊前において段差地形や滑落崖が認められる可能性があるため、二時期の断面形状を重ね合わせて比較を行い図 5-13 に示した。第 1 回目の計測については、得られた点群全データを表示し、第 2 回目にはグラウンドデータのみを表示を行った。この結果、崩壊前後において、樹冠の間隙拡大が概ね 10m ほど認められた。滑落崖の高さは崩壊前において 8m の標高差が確認できており、さらに図 5-14 に示すように岩屑すべり頭頂部のオルソ画像によれば、樹冠の空隙が約 30m 断続的に分布していることが確認できた。このような特徴は崩壊を発生していない箇所では認められず、特徴的な事前現象として考えられる。

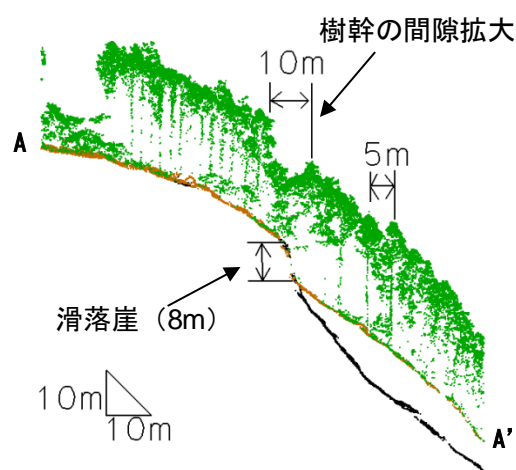


図 5-13 岩屑すべり周辺の樹冠間隙と段彩地形

崩壊前の地形を茶色、樹木を緑色、崩壊後地形を黒色で示している

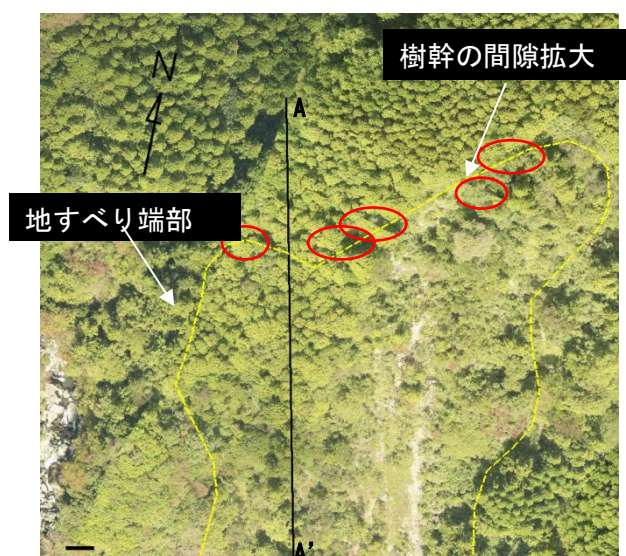


図 5-14 崩壊前の岩屑すべり頭頂部のオルソ画像

断面位置 A-A' は図 5-11 で示したものである。



#### 5.4.4 不動エリアの評価と有意な斜面変動量の設定

変動ベクトル解析における変動量の検証は、計測期間内において変動が生じないと考えられる箇所（不動エリア）における変動量の算出を行い、その値を検出の限界と判断する。

**表 5-3** には、地すべり地の下流にある道路上の平坦地(図 5-10 参照)および地すべりブロック外側の尾根付近を中心とした範囲における変動ベクトル解析の変動量を整理した。

**表 5-3 不動箇所の変動量の検討**

不動箇所の変動量の算出は、画像解像度のサブピクセル単位(0.01m)に合わせ、有効数字は小数点以下 2 桁で表示を行った

	1時期目	2時期目
計測点数	102	91
最小変位量(m)	0.00	0.00
最大変位量(m)	0.32	0.40
平均値(m)	0.14	0.13
標準偏差	0.09	0.10

この結果最小値は 0m、最大値は、2 時期目を比較した 0.40m の差異が認められた。平均値は 1 時期目に比べて 2 時期目が小さくなったが、レーザのグラウンド到達率の向上に係している可能性がある。標準偏差は、1 時期目よりも 2 時期目が大きいが類似した値となっており同じ精度の解析であると考ええる。本研究では平均値を変動ベクトル解析の誤差を含めた検出限界とする。すなわち 0.14m よりも大きな変状を示す場合については、有意な検出と判定する。本研究では地すべりブロックが明瞭であり、変動エリアの区分設定が容易であったが、今後滑動量が不明な場合は標準偏差も考慮した検出限界を設定する必要がある。

なお、2 時期のレーザ地形データを画像化して変位量を求める場合、広域地殻変動も考慮する必要がある。本研究の対象地域における国土地理院の長期の地殻変動情報によれば図 5-15 に示すように 2011 年 11 月から 2016 年 11 月の 5 年間に 0.07~0.08m ほど東に変位しているが、これは 2011 年東北太平洋沖地震の余効変動量と考えられる。ただし、本研究における調査範囲内は不動領域と考え、近隣の国土地理院の電子基準点測量データを用いて各時期の座標値を求めた。なお不動エリアの解析結果から得られた検出限界 0.14m に比較すると、余効変動量は十分に小さいので無視できると考える。

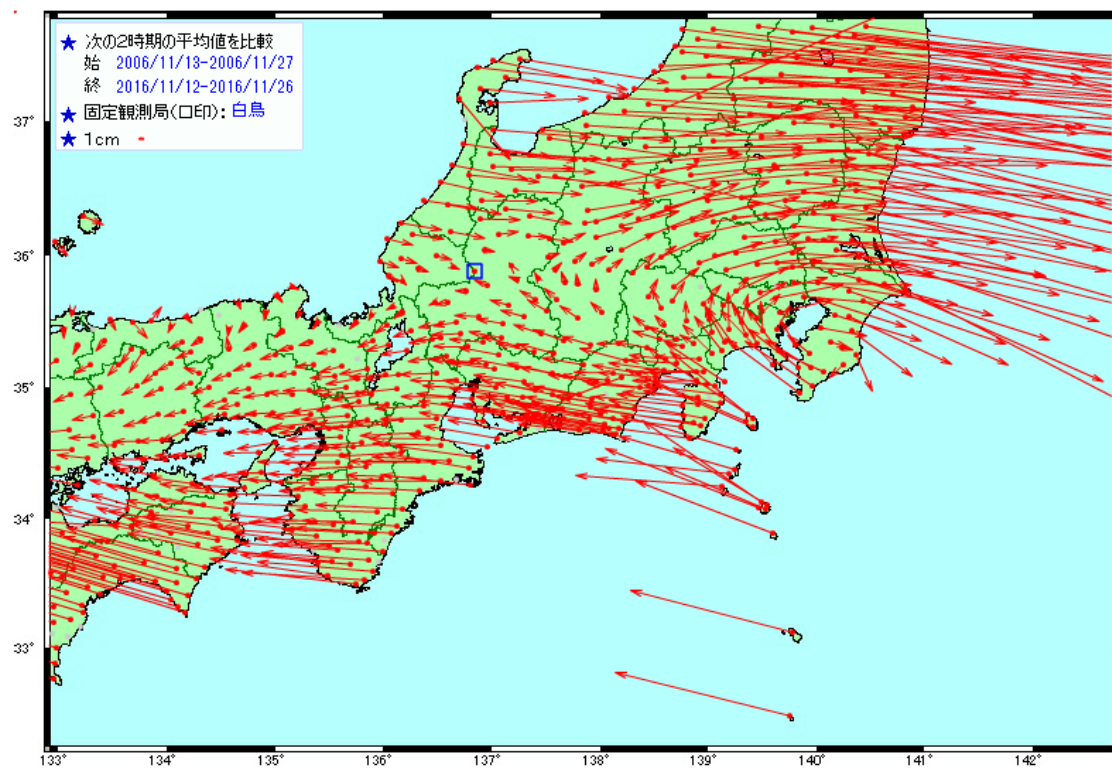


図 5-15 中部地方の長期の地殻変動図 (国土地理院 HP より抜粋) 5-15)

#### 5.4.5 地すべりブロック変動量と変動ベクトル量の整合性

以上の検討結果をもとに図 5-11 に示す地すべりブロック I 及び II 及びその周辺の変動ベクトル解析を実施した。まず 1 時期目、すなわち 2012/11/5~2015/1/20 の 806 日間の解析結果を図 5-16(a) に示す。地すべりブロック I の変動ベクトルは 2014 年に崩壊した岩屑すべりの東側に隣接する側方崖に沿って南向（最大傾斜方向）に 4~5 m の変動が認められ日変動量にすると 5~6mm の変動量である。この変動域は地すべりブロック I の上半部に顕著に認められる。特に変動量が 3m 以上のエリアは地すべりブロック I の滑落崖周辺に分布していることから、大きな変状が進行していると考えられる。一方、ブロック I の下半部の緩斜面では上位に比べて少ないものの変動量 1~2m の範囲が面的に広がっている。地すべりブロック I より下方では変動量は 1 m 以下で明瞭な変動が認められていない。また地すべりブロック II においては南南東と南方向、すなわち最大傾斜方向に 1m 以下の変動が認められた。一方、地すべりブロック以外で 1m 以下の変動量を示す箇所はランダムであることから、地すべりブロック II の 1m 以下の変動量は、地すべり滑動に伴うものと推測できる。次に 2 時期目である 2015/1/20~2015/12/28 の 342 日間の解析結果を図 5-16(b) に示す。全体的な変動範囲は変化していないが地すべりブロック I の中央部を中心に変動量は 1~3m で日変動量にすると 3~8mm である。なお 2014 年に崩壊した岩屑すべりの北側に側方崖が新たに崩壊したことが認められた。前回計測時に変動量の大きいエリアは二時期目においても顕著に認められており、継続性があることが判明した。

以上のように S-DEM に基づく面的な変動ベクトル解析を行うことで、斜面全体が一様に変動するわけではなく、同じ地すべりブロック内でも場所により異なった斜面変動を示していることが判明した。

なお、図 5-16 では、変動量自体を表示しているが、単位時間当たりの変位量に換算を行うことで、地表伸縮計と同じ評価、すなわち日変位量による活動性の評価に活用することも可能である。

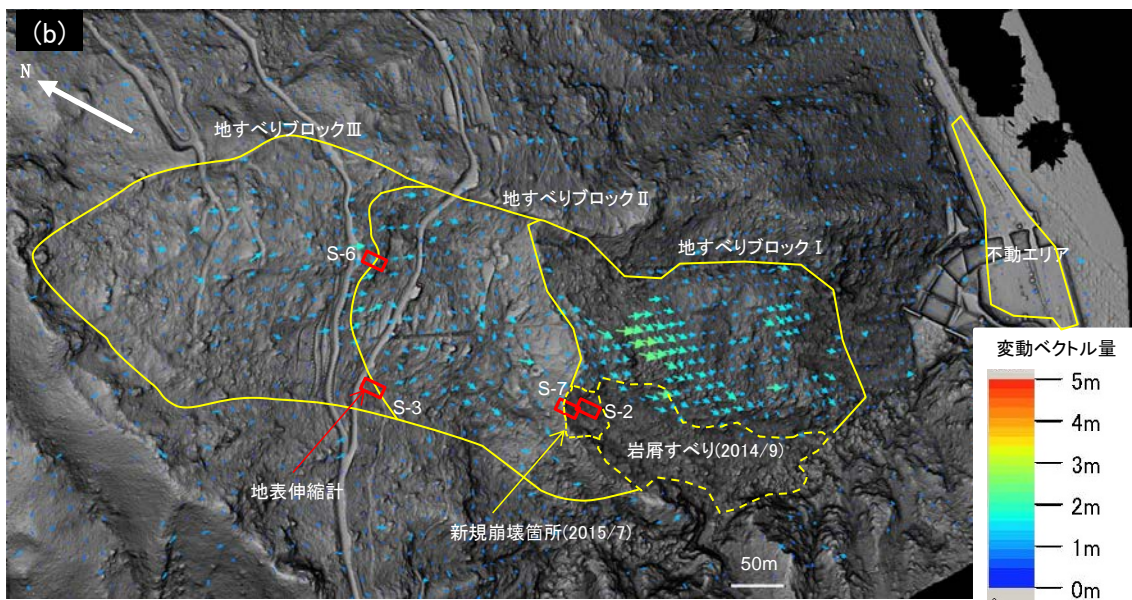
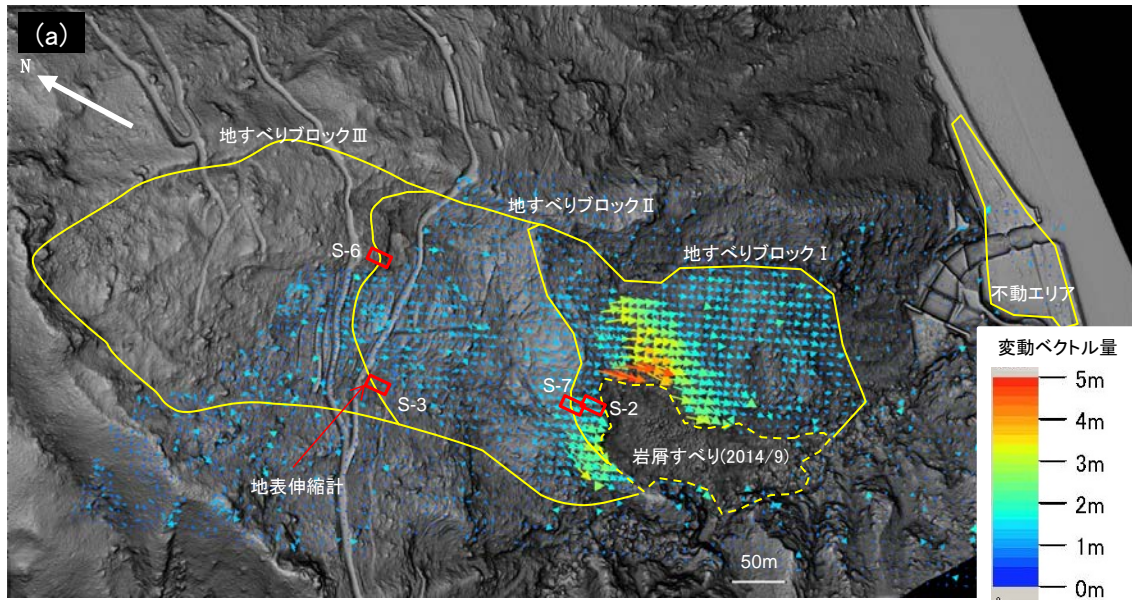


図 5-16 地すべりブロックと変動ベクトル解析図

(a)1 時期目(2012/11/5～2015/1/20)の 806 日間の変動量。背景図は第 2 回計測による起伏図を掲載している。ベクトルの表示がない範囲は第 1 回計測において計測範囲外であり、変動解析ができていない。(b)2 時期目(2015/1/20～2015/12/28)の 342 日間の変動量。背景図は第 3 回計測による起伏図を掲載している。いずれも赤四角は現地で実施されている地表伸縮計の設置位置を示している。



#### 5.4.6 地すべりの活動性とメカニズムの検証

本節では、ここまでの解析結果を用いて、地すべりとして実際に現地で計測されている機材の観測値を用いて、地すべりの活動性とメカニズムの検証を行う。

##### (1) 地すべり地表伸縮計と変動ベクトル量の検証

本地すべり地は、静岡県西部農林事務所天竜農林局治山課により地すべり調査および地すべり対策と監視が継続的に行われている。12 孔の調査ボーリング、7 箇所の地表伸縮計の設置のほか、6 基の集水井による水抜き対策工時が既に実施されている。本研究ではこのうち現在稼働中で変動ベクトル解析を実施した範囲と重複する 4 箇所の地表伸縮計の値を用いて整合性の検証を行った。

地表伸縮計の設置個所の事例を写真 5-1 に示す。地表伸縮計 S-2 と S-7 は、2014 年の崩壊ブロックに隣接している箇所である。また S-3 と S-6 は、地すべりブロックⅡの中段に位置する。表 5-4 には地表伸縮計の変位量と変動ベクトル解析結果による地表伸縮計末端部付近の変動ベクトル量を日変動量に換算して比較した。この結果、観測期間が等しい S-3 と S-6 については、概ね類似した傾向が認められた。しかしながら特に S-7 は、2015 年 7 月 7 日の崩壊により計測不可となっているため観測期間が異なることから移動量の差が大きくなっている。S-2 については、経過日数が大きく異なるものの、日変位量では類似した傾向を見せている。以上のように地表伸縮計と変動ベクトル解析の結果からは日変位量は計測期間が異なることや互いの計測地点が完全に同一でないために差が認められ、詳細な評価については今後の課題と考える。



写真 5-1 S-3 地表伸縮計設置箇所

地すべりブロックⅡとⅢが接する滑落崖に設置されている。林道の路肩には亀裂が確認されている。  
地表伸縮計の長さは約 7m.

表 5-4 地表伸縮計の計測値と変動ベクトル量

地表伸縮計は有効数字 3 桁で算出. 変動ベクトル解析の変位量は, 有効数字 2 桁で表示.

No.	計測手法	開始期間	終了期間	経過日数 (day)	変位量 (mm)	日変位量 (mm/day)
S-2	地表伸縮計	2014/10/5	2015/1/20	107	110	1.03
	変動ベクトル解析	2012/11/5	2015/1/20	806	1300	1.6
S-3	地表伸縮計	2015/1/20	2015/12/28	342	501	1.47
	変動ベクトル解析	2015/1/20	2015/12/28	342	500	1.5
S-6	地表伸縮計	2015/1/20	2015/12/28	342	104	0.30
	変動ベクトル解析	2015/1/20	2015/12/28	342	300	0.9
S-7	地表伸縮計	2015/1/20	2015/7/7	168	259	1.54
	変動ベクトル解析	2015/1/20	2015/12/28	342	300	0.9

## (2) 変動ベクトル量から推定される地すべりメカニズム

地表面における変動ベクトルの分布が明らかとされているため, 地すべり主断面と変動ベクトルを用いて変動が活発化した地すべりブロック I および II について斜面変動のメカニズムと今後の進行について検討を実施した. 森脇<sup>5・16)</sup>は, 地表面ひずみについて崩壊発生前兆・予兆領域が, 0.003~0.006, 破壊領域が 0.006~0.02 の間にあると考えた. 図 5-17 によれば地すべりブロック I の頭頂部の滑落崖付近において活動が活発化して以降すなわち 2 時期を合計した変動ベクトル量 1.9m が斜面変動量として確認できる. 一方, 地すべりブロック I の斜距離は, 傾斜 36°, 350m であることからひずみ量は 0.005 となる. このひずみ量は, 現状で崩壊が発生していないという点で, 整合している. ただし変動ベクトル量の計測期間以前にも緩慢な変形が進行していると考ええると, 現状ですでに破壊領域に含まれる可能性がある.





## 5.5 地すべりの活動性評価<sup>5-17)</sup>

本項では、変動の見られる可能性のある地すべり・崩壊の発生した斜面を対象として多時期に取得した航空レーザ計測結果に基づいて変動ベクトル解析を行い、斜面の変動や変状をモニタリングするのに適した計測法が適用できるかを試みた。

解析の対象とした箇所は、電源開発株式会社の管理する貯水池近傍の斜面変動を示す地点であり、2時期または3時期の計測を行った。表 5-5 に各地点の地質と被災状況および計測結果を取りまとめて示した。この成果をもとに 2 地点の変動ベクトル解析を実施した。データの品質検証は、第一にレーザデータ取得時に対して 1m<sup>2</sup>グリッド中のレーザ照射点を示す計測点密度で、第二に、多時期データ比較時に 10m×10m の範囲の不動点の変動量で評価を行った。

表 5-5 計測地点の概要と変動量のまとめ

地点		A	B
地質		中・古生代変成岩 (結晶片岩)	古生代堆積岩 (泥岩)
災害の発生		2012年9月 表層崩壊	2012年9月 地すべり
不安定斜面規模		約10万 m <sup>3</sup>	約550万 m <sup>3</sup>
計測時期	初回	2013/12/6	2012/12/19
	第2回	2015/12/29	2015/1/25
	第3回	—	2015/12/9
精度検証	計測点密度(点/1m)	45～60	16(初回、第3回) 100(第2回)
	不動点の変動量	0.3m以下	0.3m以下
変動量	最大変位量 (初回～第2回)	4.6m	<0.3m
	最大変位量 (第2回～第3回)	—	<0.3m

### (1) A地点

A地点は、貯水池に面する崩壊地である。地質は、黒色片岩が主体をなし、緑色片岩の薄層をレンズ上に挟んでいる。崩壊の進行は**写真 5-2** と**写真 5-3** に示したように平成 12 年時点では崩壊は発生していなかったが、平成 18～20 年度から始まり、は平成 23 年 9 月の台風 15 号で崩壊の進行が加速したと考えられる。



**写真 5-2 平成 12 年の A 地点（電源開発株式会社提供）**



**写真 5-3 平成 26 年の A 地点（電源開発株式会社提供）**

航空レーザ計測後の地形図と地形起伏図で実施した微地形判読では大規模な滑落崖が存在し、囲まれた範囲が不安定岩体となっており、全体的な地質構造が差し目であることから大規模なトップリング型の地すべりであると考え地表踏査を行ったが、その結果、地すべり的な滑動は現在認められる状況からは発生していないが、河川の攻撃斜面であることから、トップリング崩壊が継続的に進行して不安定化している斜面であると判断された。現地にはアプローチする登山道なども少なく急崖であることから、地表伸縮計などの設置

が困難であり、非設置型のモニタリングが適切であると考えた。

変動ベクトル解析を図 5-18 に示す。微地形判読と現地調査の結果から、表層（面）崩壊の進行する斜面であると推定された。航空レーザ計測の 2013/12/6～2015/12/29 の 753 日間の 2 時期の計測からは、貯水池標高から表層崩壊上端部までの標高差約 100m の範囲で最大変位量 4.6m を確認した。図中で示す表層崩壊の範囲内は、ほぼ斜面の傾斜方向と類似した傾向を示して変位量もほぼ一定であった。この結果は、現地調査で確認した表層にある岩屑堆積物の移動と推定することができる。なお、表層崩壊上位の露岩部において貯水池方向に 0.3～1m の変状が認められているため、今後の崩壊の進行を予測するうえで有効な情報となると考える。

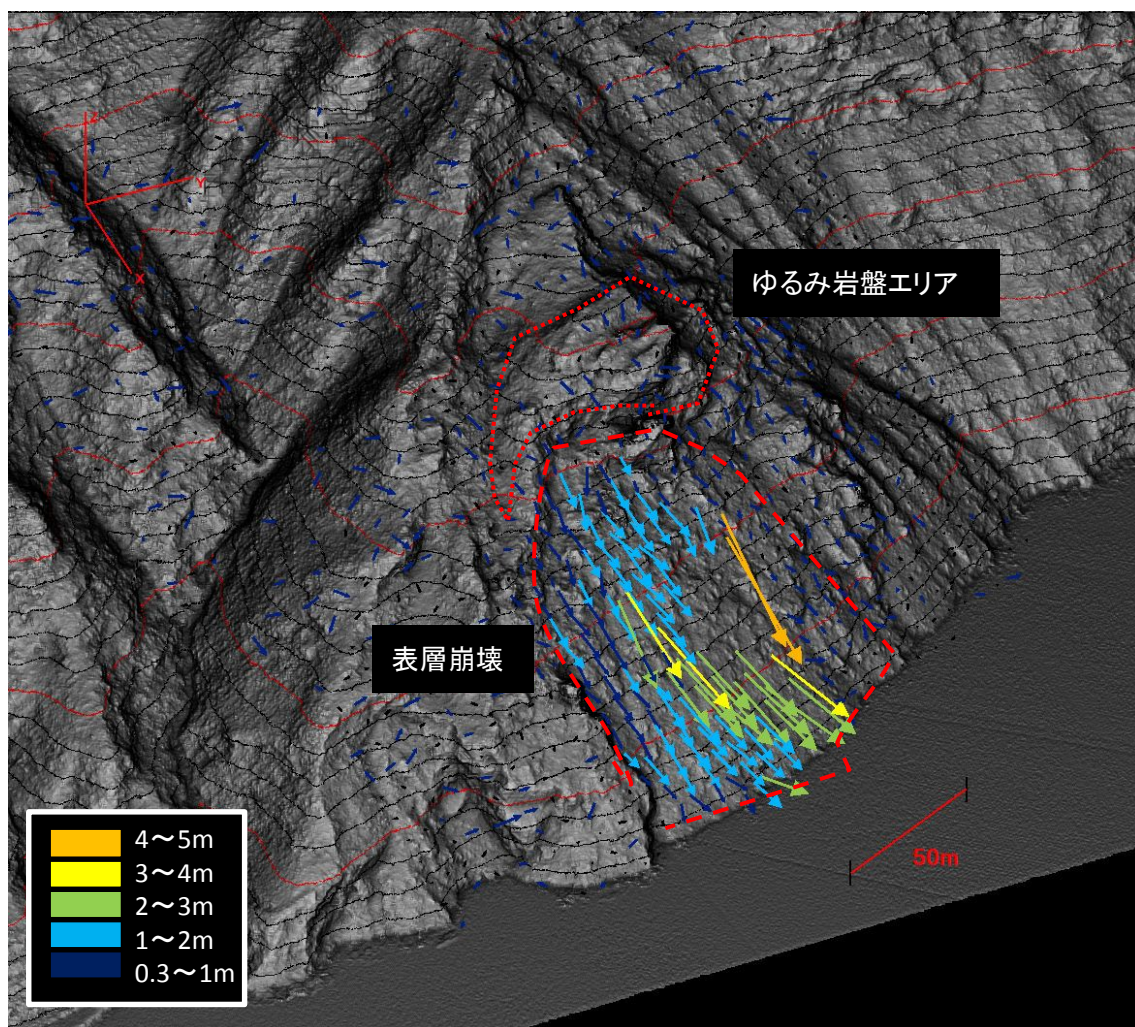


図 5-18 A 地点変動ベクトル解析結果<sup>5-17)</sup>



## (2) B地点

B地点は、2011年9月の台風12号の豪雨によって大きく滑動した地すべり地である。2.1項の事例3に相当する地点である。その変動ベクトル解析図を図5-19に示す。前述のように、当該地点は防災科学研究所による地すべり地形分布図にも掲載されていないものであり、初生地すべりと言える状況にある。最初の計測は2013年に実施して微地形判読を行い明瞭な滑落崖や崩壊地が複数確認された。またボーリング調査が実施され地すべり面の確認と傾斜量の計測が実施されているが、標高差約300mの広大な斜面であるため地すべり全体の滑動性の判断が必要であり、2011年豪雨以降の変動状況を見るため多時期の航空レーザ計測を実施した。その結果、地すべりブロックの内外で±0.3m程度の検出ができた。ベクトルの方向性は、まとまった傾向がないことから、誤差以上の有意な変動は認められなかった。ただし、計測精度は30cm程度であることから、変状がまだ閾値よりも下で滑動している可能性もある。計測の1回目を考慮すると、10cm/年以下であれば検出されないため、緩慢な地すべりとして進行している可能性はまだ否定できない。特に、地すべり下部の末端部では表層崩壊が活発であるため、今後も定期的に計測を行う計画となっている。

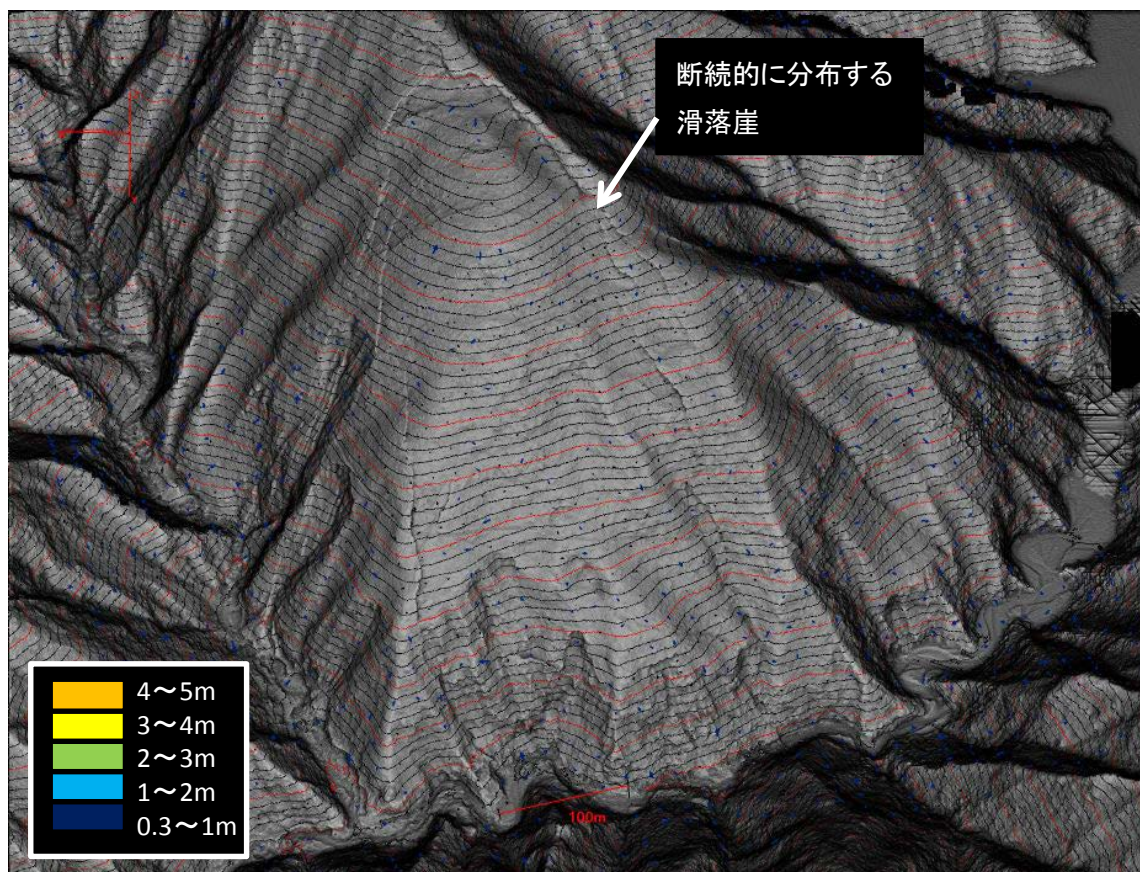


図 5-19 B地点変動ベクトル解析結果 <sup>5-17)</sup>

## 5.6 まとめ

本章では、広域の非設置型モニタリング手法として航空レーザ計測の三次元点群データを用いて斜面の動態モニタリングを行い、実際に地すべり・崩壊が発生している地点に適用し活動性の評価を行ったものである。

本手法で用いた技術は、第 2 章で検証した地形的特徴を際立たせることを着目点とし、オリジナルデータの見直しによる S-DEM データを用いた変動ベクトル解析である。本計測の精度は、計測現場ごとに設定が必要であるものの、概ね 20～30cm が閾値であり、これ以上の斜面変動であれば検出できることが明らかとなった。ただし閾値以下であっても、ベクトル方向が同一であれば、変動している可能も示していることになり、現地地表踏査結果や、地盤伸縮計や別の計測方法とクロスチェックを行いながら判断することで、緩慢な地すべりの変動評価に適用できると判断できた。

このような手法は、緩慢な地すべりや微地形が確認されている山地斜面において、定期的にレーザ計測を実施することで、変動を捉えることができる可能性を示している。特に、地形的な特徴を有しない緩慢な地すべりのモニタリング手法は、数が多いことや存在が知られていない可能性がある。このような地点では概査のみに活用するだけでなく、定期的な計測によってその変動量を推察することができるようになると思う。

## 第 6 章 斜面の活動性に合わせた動態モニタリングの提案

本章では、前章までの計測手法の検討に基づいて、地すべり・崩壊の活動性評価が可能となる局所から広域まで斜面の動態モニタリング計測手法をとりまとめる。次にこれらの計測手法を用いたモニタリング体制の概念を示し提案を行う。

### 6.1 適用した動態モニタリング手法のまとめ

#### 6.1.1 人工構造物の局所的なモニタリング手法

写真測量技術を用いたひび割れ計測手法は、人工構造物の局所的なモニタリングの手法として提案し、多くのコンクリート構造物のひび割れに対して、ターゲットの設置と写真撮影、および汎用性のある解析という簡易的な手法で定時モニタリングが可能とするための技術開発と実用化を行う目的のために実施した。その結果、反射ターゲットをひび割れ箇所を設置し、任意の撮影位置から計測を行うという簡便な手法で、高精度でひび割れ幅の変化を検出することが可能であることが維持管理の現場だけでなく地すべり・崩壊に関わる現場でも有効であることが確認できた。本研究による室内試験および実構造物を対象にした計測結果によって得られた結論を示す。

- ①撮影距離が 20m 以内（近距離撮影）およびターゲットに正対した位置から 60 度の撮影角度であれば、1000 万画素クラスのデジタルカメラを用いて、0.1mm 程度の高精度でひび割れ幅の変位を検出することが可能である。
- ②撮影距離が 20m 以上 100m 以内（遠距離撮影）およびターゲットに正対した位置から 30 度の撮影角度であれば、1000 万画素クラスのデジタルカメラを用いて、0.1mm 程度の高精度でひび割れ幅の変位を検出することが可能である。
- ③画像処理技術の一つである射影変換を用いることで、ターゲットに正対した位置から 60 度の撮影角度がある位置からの計測でも、計測精度の低下は見られない。
- ④構造物に発生しているひび割れ幅が温度変化による膨張・収縮の影響を受けて変化したものか、あるいは健全性に影響を与える要因で変化したものかを識別できる程度の高精度な計測が可能となることから、構造物の維持管理計画をその状況に見合った形で立案することができ、効率的な管理が可能になる。

今後は、長期間にわたる計測によって本手法の有用性を確認しながら、これまで開発されてきた計測結果の処理の自動化アルゴリズムとの融合を図っていくことで効率化が進むと考えられる。これにより様々な斜面での変位箇所の時間変化を簡便かつ精度よく把握することの利点を実証することができ、簡易で定量的なひび割れ計測の効果的な管理手法の一つとしての発展が期待できると考える。

## 6.1.2 人工構造物の面的なモニタリング手法

本手法は、人工構造物の面的なモニタリングの手法として提案し、デジタル写真測量の特徴である、対象物の寸法・形状を容易に高精度で計測できることを利用して、山留擁壁の撮影を行い、そのデジタル画像をコンピュータを用いて三次元的に復元するデジタル写真測量を応用し、当該対象物に生じた変位分布を高精度で検知する手法の確立を試みた。既存の手法に加えて、実際の現地計測を行う前に、シミュレータを用いた計測方法の立案により内的精度の平均値が  $1.87\text{mm}$  の高精度計測を可能にできることを確認したうえで、実際の計測では、基準点の無い山留擁壁において  $5\text{mm}$  以上の変位を検出することが可能となった。

斜面の活動性に関する評価については、2段階の手順で擁壁の挙動をモニタリングする手法の理論的構築を行った。まずターゲットの2点間距離の計測による変位分布量の解析によって変位が発生した箇所を絞り込み、さらに変位が発生したと判断した箇所の三次元変位分布を求める手法により、広い範囲を対象にした場合でもデジタルカメラで簡便に実施することができるデジタル写真測量を用いた三次元計測法が実現した。

これらにより擁壁に分布する約20箇所の開口クラックに対して、クラック変位計と同程度の精度で擁壁面全体を三次元計測で変位を把握することができ、効率を向上させることができた。また全てのクラックにクラック変位計を設置することに比較してコストの面でも削減することができた。実測結果は変位量にして3年間で  $4.8\sim 8.7\text{mm}$  河川側へ動いている擁壁の変位発生箇所の挙動を明らかにした。山留擁壁のクラックに設置したクラック変位計および山留擁壁の上端・下端で実施されている光波・水準測量の変位計測結果と比較することで構築した手法の妥当性を検証することができた。

以上の結果から、地すべりや崩壊における末端部の人工構造物の動態モニタリングを面的にかつ簡易的に実施することが可能になると考える。リアルタイム計測ではないものの、多く存在する緩慢な地すべりに対して、経過時間を年単位の長期であっても変位を抽出することが可能になる。

今後は、長期間にわたる計測によって本手法の有用性を確認しながら、これまで開発されてきた計測結果の処理の自動化アルゴリズムとの融合を図っていく予定である。これにより様々な斜面での変位箇所の時間変化を簡便かつ精度よく把握することの利点を実証することができ、変位の見られる斜面の効果的な管理手法の一つとしての発展が期待できる。



### 6.1.3 広域の非設置型モニタリング手法

本計測では、広域の面的なモニタリング手法を把握する目的に対して、非設置型の計測方法である航空レーザ測量による三次元点群データを用いた変動計測を適用し、実際の地すべり滑動が発生している地点の変位分布を高精度で検知する手法の確立を試みた。

グラウンドデータの到達率を十分に管理した高精度な航空レーザ計測により得られた三次元点群を S-DEM 解析により解像度の高い地形画像を作成し変動ベクトル解析に適用した結果、これまで困難であった植生下での 20cm 程度の斜面変動量を広い範囲において詳細に把握することができた。また変動ベクトル解析により斜面変動の量と方向を解析することにより地すべり・崩壊メカニズムや変形の状況あるいは不安定領域の詳細を明らかにすることができた。本解析手法は、大規模な斜面変動が明瞭となっている山地斜面への適用で、数 10 cm 程度の変動量を示す不安定斜面の抽出および変動量の評価への活用が大いに期待できる。また、変動量がほとんど見られない箇所に観測機器が設置されている場合は、観測機器による斜面変動のモニタリングから、本解析手法による斜面変動のモニタリングに変更できる可能性がある。これによって、観測機器の維持管理費軽減と安全性向上を図ることができる。

本手法は、リアルタイム計測ではないものの緩慢な地すべりにおいて、経過時間を大きくとることで変位を抽出することが可能になる。また、レーザ計測による特徴的な地形の抽出も実施でき、かつ初期値の測定も可能であるため流域全体での計測を行うことが望ましい。

今後の課題としては、我が国の特性である濃い植生下においてもレーザ計測が今回と同程度の精度で可能となる計測手法の開発や変動ベクトル解析手法において微地形の特性をさらに有効に活用できる点群を直接比較するアルゴリズムの活用などの改善で、数センチオーダーの地すべり等の斜面変動に適応を図ることが重要である。

現時点では本手法を適用できる機材や回転翼機が限定され、計測費用も高価なため、繰り返し行う多時期の計測ではコスト高となっている。そこで近年技術開発が活発な UAV を用いたレーザ計測では、150m 以下の低高度でレーザ計測することで、位置精度、植生下の地表面への到達密度が向上することによる高密度の三次元点群データからセンチオーダーの変位を抽出する技術へ拡張できると考えられる。今後の技術開発により、単位面積当たりの計測コストも低下させることができることから、変動ベクトル解析のさらなる発展が期待される。

## 6.2 斜面の活動性に合わせた動態モニタリング

上記のように、デジタル写真を用いたひび割れの写真計測、精密三次元計測による変状計測および、レーザ計測データを用いた三次元点群データによる変状計測は、それぞれ計測の条件があるものの、緩慢な地すべり・崩壊における任意の時間の定期モニタリングに有効であると考え、そこで、動態モニタリングとしてこれらの計測を用いる流れを条件と共に整理して、モニタリングの仕組みの検討を行う。

第2章で示した本研究での課題である、①未知の地すべりを把握する、②滑動して安定化したもの、滑動の隣接箇所の新規のすべりの把握、③第三者への遭遇確率は低い、発生頻度が高く箇所数の多いモニタリングについて活用できるモニタリング手法を精査し、**図6-1**に示すフローを提案し、以下に課題の検討内容を述べる。

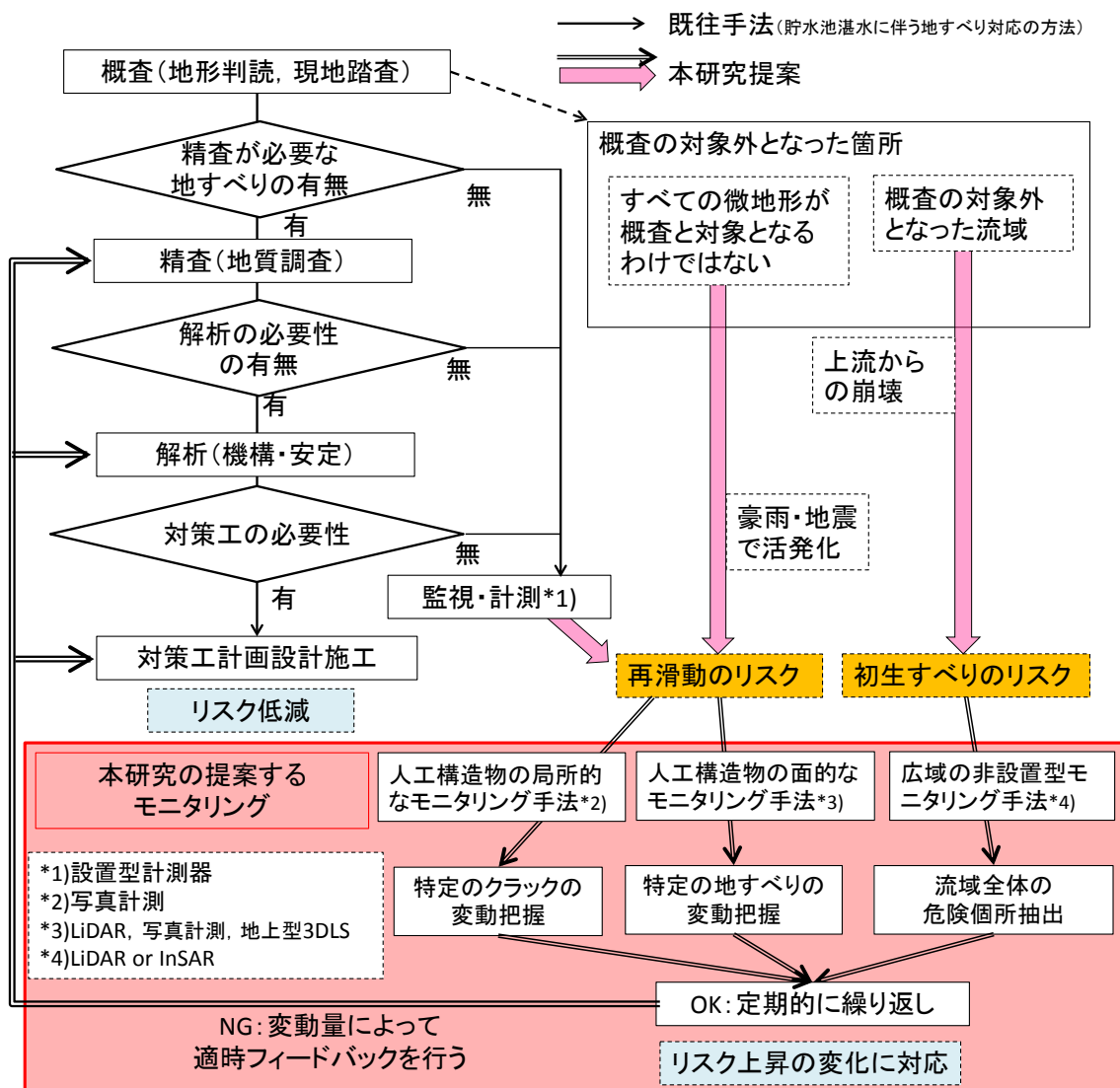


図 6-1 斜面の活動性に合わせた動態モニタリングの提案フロー (図 2-29 に加筆)

### (1) 未知の地すべりと新規のすべりの把握

斜面変動のモニタリングに関して、第 2 章で示した本研究での課題である、①未知の地すべりを把握する、②滑動して安定化したもの、滑動の隣接箇所の新規のすべりの把握、の課題に対して以下の考察を行った。

豪雨や地震などの自然災害により、活発化した地すべり地や初生すべりとしてすでに滑動を始めた事象については、既存の調査・対策工設計を実施したうえで、リアルタイムのモニタリング（図上では、「監視・計測」）を進めことになる。しかしながら 2 章で検討したように、概査を行ったうえで、「滑動が安定していると判断できて設置型の計測を行う必要が無いと判断されたもの」や「滑動の速度が低下して計測機器の精度上判定のつきにくいもの」は、再滑動のリスクを継続して所有する。また、周辺に活動的な地すべりが確認できており、流域全体を網羅することが困難な流域については未知な不安定斜面が存在している可能性は継続し、次回の豪雨や地震の自然災害のインパクトにより、初生すべりとして活動をはじめる可能性がある。このような事象に備えるための定期モニタリングは、一度は安定していると判断されているものと、滑動の履歴がない流域全体を対象とする。

これらの計測は、必要に応じて 1 年から数年の間隔で行うことになる。そこで、本研究で実施したようなデジタル写真を用いた変状解析や航測・地上型レーザを用いた点群による変動ベクトル解析、および本研究では適用性の検討は行っていないが、衛星による In-SAR・地上型レーダを用いた位相差の解析を行うことで、現地へ設置しなくてもモニタリングが可能となる。また設置型では、メンテナンス不要であることと面的に捉えられることからコストの低下にも貢献できる。

得られたデータは定期的、例えば 1 年～数年間隔で実施することが望ましいが、変動が認められない可能性もある。万一変動が確認できない場合でも初期値として活用することが可能である。

また、地すべりの速度で緩慢な変動を示す地点においても、年オーダーで管理すればよい変動も検出することができる。現在は変動ベクトル解析では、約 20cm の変動量の閾値であるため、計測期間を延ばすことで調整することが可能となる。また複数年で実施を行えば、より詳細な活動を追うことが可能となり、文頭で述べた課題の解決方法となりうる。

### (2) 発生頻度が高く箇所数の多いモニタリング

次に、③第三者への遭遇確率は低いが、発生頻度が高く箇所数の多いモニタリング、については第 2 章の事例 5 のように観測開始時点では被害が発生していないが、地すべりの前兆現象を捉える可能性があることと地すべり末端部の擁壁の変動やひび割れは、数多く存在するためこれらを網羅的にモニタリングすることが必要である。

その点で、第 3 章で紹介したように、画像解析を用いたひび割れ計測を適用することで、水抜きトンネル内で多数の割れ目を計測したが、その開口傾向は様々であり、緩慢な変動から急激に進行するひび割れを簡易かつ低コストで実施することができた。この結果はあ

くまでコンクリートの変動を計測したものではないものの、これまで深部地すべりの変動量を直接計測することが難しいことを考えると、地すべりの活動性評価に有効であったと考えられる。このように多点に簡易な計測機器を設置することで、これまで対応できていなかった地点でも計測することが、今後の計測の判断に有効であると言える。

また、経年劣化の進んだ構造物の点検という点ではコンクリート構造物のひび割れは建設時にできたもので、その後進行していない物もある。このような場合に、高価な計測機を多く設置することはコスト面の課題が大きく、同様の効果が見込まれる。

### (3) 管理基準値について

地すべりの計測においては、管理基準値を必要とするが、本研究で実施している地すべり・崩壊の多くは緩慢な動きを示していることが多いと考える。また初生すべりに関しては、初動の把握が必要であるが、本提案の計測はいずれも定期観測でありリアルタイムでない。しかしながら、不変である時期はその地点の安定領域の状態であることを把握でき、初期値を参考にして、変動量のトレンドを把握することは可能であると考えられる。この場合においては、第2章で検討した齊藤<sup>249)</sup>による3次クリープの変位量を観測するなどの手法を用いて適時使用する。航空レーザ計測結果であれば、座標上に固定点を設け、周辺の特徴的な地物を目印にしたり、針葉樹の樹幹間隔を目標にしたりすることも可能である。その上で変動が認められ場合については継続あるいはより詳細な調査ステップアップすればよいと考える。

また、写真計測も点群による変動ベクトル解析においても、座標で管理することが可能であるため、三次元的な変位量、二次元的な変位量を算出することが可能となる。これにより、既存の地表伸縮系あるいは孔内傾斜計への換算値を求めることは容易であり、クロスチェックの手法としても活用可能である。

### 6.3 まとめ

本研究は、多発することが確実な豪雨や地震などの自然災害で発生する斜面災害に対して、これまで予知することが困難とされている再滑動する可能性があるが安定した地すべりや、地すべりを発生させた隣接斜面でまだ拡大せずわずかな微地形だけで、滑動が顕著ではない地すべりにおいて任意の時期で実施可能な定期モニタリングを実施することを提案した。

図 6-2 に示すように、本論文で検討した手法を用いたモニタリング体制を整えることで、微地形の伸展状況を把握することでより詳細な地質性状を把握することができるとともに、変動ベクトル解析を行うことで、数 10cm オーダーの変状を確認することができれば、今後の斜面災害に対するリスクを低減させることにつながると考える。

また、多くの地すべり地形はわずかでも安全率を上回っていれば滑動しないが、クリープによる重力的な変動が起きている可能性もある。このような場合は、末端部は人工構造物が存在することが多いが、その数は非常に多い。そこで本研究で提案している局所的なモニタリング手法を活用することで、定点的であるものの、mm オーダーの情報を得ることができ、緩やかな変動を捉えることは可能であること考える。

いずれにしても、現在抽出されている箇所のみで崩壊が発生する可能性は低く、今後も想定外の箇所で地すべり・崩壊は発生すると考えられる。本提案のような体制で計測を実施することで、斜面災害に対するリスクを低減させることにつながることにより期待し本研究の結びとする。

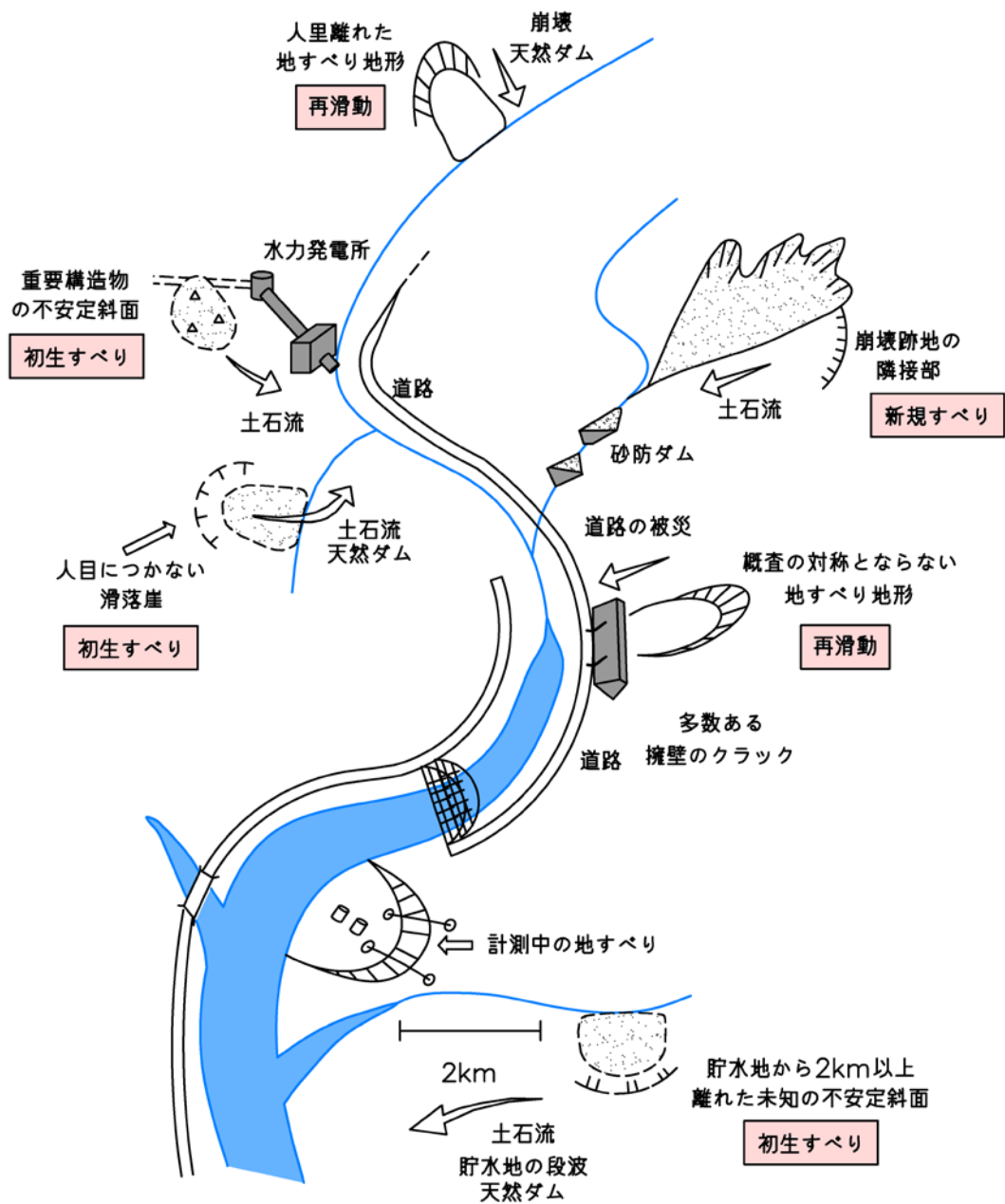


図 6-2 本研究で提案するモニタリングの概念図



## 第7章 結論

本研究は、近年多発する異常気象や大規模地震などに伴う災害について、今後も様々な規模・形態の斜面災害が発生する可能性が高まっている。これらの斜面災害を事前に把握し、災害の発生を予防するため、地すべり・崩壊において活動性の評価が可能となる手法の検討を行ったものである。本研究で得られた知見と結論を述べる。

まず、斜面災害における既往の計測機器について総括し、災害の発生する可能性や予兆を把握することに関して課題を抽出した。斜面災害の発生源となる不安定な領域の分布の把握を正確かつ広域に行うことは困難である。一方で、不安定斜面に対策された擁壁などのコンクリート構造物の健全性についても評価は難しい状況を述べた。特に、地すべり発生の特定について様々な調査機関が分析評価を行っているものの推測が難しい事例を示し、その対応策について、以下のように課題を整理した。

- ①斜面災害は、既存の地すべり地形が再滑動する可能性のほか、地形条件などのために確認できない未知の地点においても発生する事がある。
- ②斜面災害に隣接した斜面は、次回以降の降雨時に崩壊する可能性がある。
- ③斜面災害に伴う擁壁変状は、初期値が不明なため評価できないことが多く、一方で対象箇所が非常に多いため、コストの問題が伴う。

これらの課題に対して、斜面災害における動態モニタリングの着目点について考察したのち、動態モニタリング手法の選定を行った。特に、近年新たに開発された手法も勘案した。

第一に、写真測量技術を用いたひび割れ計測手法は、人工構造物の局所的なモニタリングの手法として提案し、多くのコンクリート構造物のひび割れに対して、ターゲットの設置と写真撮影、および汎用性のある解析という簡易的な手法で定時モニタリングが可能とするための技術開発と実用化を行う目的のために実施、3地点の維持管理現場への適用を行い、有効性を確認できた。また地すべり・崩壊に関しては、地すべり面を横断している水抜坑の調査横坑にターゲットを設置し、約1mm/年の変動を正確に捉えることができ、地すべり滑動性評価に貢献できた。

第二に、精密三次元計測法を用いた長大擁壁の計測は、人工構造物の面的なモニタリングの手法として提案し、デジタル写真測量の特徴である、対象物の寸法・形状を容易に高精度で計測できることであることを利用して、山留擁壁の撮影を行い、そのデジタル画像をコンピュータを用いて三次元的に復元するデジタル写真測量を応用し、当該対象物に生じた変位分布を高精度で検知する手法の確立を試みたものである。その結果、既存の手法

に加えて、実際の現地計測を行う前に、シミュレータを用いた計測方法の立案により内的精度を向上させ、基準点の無い山留擁壁において計測全体の一部の亀裂に囲まれたブロックが変位していることを検出できた。この解析により当初予想されていた、深部のすべりだけではなく表層すべりに着目され、この変位量と範囲が明瞭になった事がきっかけで擁壁についてアンカーの設計・施工が実施されることになり、地すべり滑動性評価に貢献できたものとする。

第三に、航空レーザ測量による三次元点群データを用いた変動計測では、広域の面的なモニタリング手法を把握する目的に対して、非設置型の計測方法である航空レーザ測量による三次元点群データを用いた変動計測を適用し、実際の地すべり滑動が発生している地点の変位分布を高精度で検知する手法の確立を試みた。この結果、グラウンドデータの到達率を十分に管理した高精度な航空レーザ計測により得られた三次元点群を S-DEM 解析により解像度の高い地形画像を作成し変動ベクトル解析に適用した結果、これまで困難であった植生下での 20cm 程度の斜面変動量を広い範囲において詳細に把握することができた。また変動ベクトル解析により斜面変動の量と方向を解析することにより地すべり・崩壊のメカニズムや変形の状況あるいは不安定領域の詳細を明らかにすることができた。本解析手法は、大規模な斜面変動が明瞭となっている山地斜面への適用で、数 10 cm 程度の変動量を示す不安定斜面の抽出および変動量の評価への活用が可能であることを明らかにできた。

最後に、以上の計測手法を活用した計測体系の提案を行った。斜面災害では、必要に応じて地すべり調査を実施し、対策工や監視体制を整える。特に対策工を実施してリスクが消失する場合は問題ない。しかし調査時に安全率が十分に確保できている場合には、対策工やモニタリングはなされず、再滑動のリスクを有することになる。

一方、地すべり・崩壊の隣接地や流域全体に関しては、箇所数や流域面積の規模から現状を詳細の把握ができないため、初生すべりのリスクを有することになる。そこで、これらのリスクに対して必要に応じた定期モニタリングを提案する。本研究で実施した手法を活用することで、簡易で面的なモニタリングが可能となる。このように多点計測でありながら簡易な計測を実施することで、これまで対応できていない緩慢な地すべりでもモニタリングすることが可能となり、今後の斜面災害のリスク低減に活用できると考える。

今後の課題を以下に記す。

#### ① 緩慢な地すべりの挙動の把握

地すべり・崩壊の緩慢な活動時期においては、滑落崖周辺のみ活動なのか、移動体全体が変動しているのかは不明である。今後、一定の広い流域 (km<sup>2</sup>オーダー) の範囲において、実際に緩やかな変動が認められるかのモニタリングは今後の計測事例を検証す

る必要がある。

② レーザ計測における広域モニタリングの高精度化・汎用性について

提案した計測手法のうち、特に航空レーザ測量を用いた計測手法を適用できる機材が限定され、計測費用も現状では高価であるため、繰り返し行う多時期の計測ではコスト高となっている。そこで技術開発が活発な UAV を用いたレーザ計測では、150m 以下の低高度でレーザ計測することで、位置精度、植生下の地表面への到達密度が向上することによる高密度の 3 次元点群データからセンチオーダーの変位を抽出する技術へ拡張できると考えられる。今後の技術開発により、単位面積当たりの計測コストも低下させることができることから、変動ベクトル解析のさらなる発展が期待される。

③ 3 次元点群データによる変動ベクトル解析の高度化

3 次元点群データは、地形図の作成（いわゆる等高線化）や差分解析（同じメッシュの標高比較）が主体であり変動ベクトル解析まで実施することは多くない。変動量の解析は 6 章で記載したように 20cm 程度であり変動量の検出量としてはさらにセンチオーダーが必要であると考ええる。航空レーザ計測や地上型 3DLS で計測する場合には植生の影響があるため、精度向上が難しいことを考えると、新たな視点を考える必要がある。例えば、点群自体を用いた変動マッチングが落石の形状認識に使用され始めており、斜面変動への活用が期待できる。

## 参考文献

### 1 章

- 1-1) 山田剛二, 渡正亮, 小橋澄治:「地すべり斜面崩壊の実態と対策」, p580, 山海堂.
- 1-2) 飯田智之: 技術者に必要な斜面崩壊の知識, pp. 1-43, 鹿島出版会, 2012.
- 1-3) 社団法人 全国地質調査業連合会ホームページ(最終検索日:2017/1/13)  
<https://www.zenchiren.or.jp/geocenter/>
- 1-4) 地震調査研究推進本部: 確率論的地震動予測地図, 2010.
- 1-5) Matsuda, T., Nakamura, K. and Sugimura, A.: Late Cenozoic orogeny in Japan, Tectonophysics, vol. 4, pp. 349-366, 1967.
- 1-6) 檀原毅: 日本における最近 70 年間の総括的上下変動, 測地学会誌, No. 17-3, pp. 100-108, 1971.
- 1-7) 吉川虎雄, 杉村新, 貝塚爽平, 太田陽子, 阪口豊:「新編日本地形論」, 1973.
- 1-8) 金折裕司: 断層の影響はどこまで及んでいるか, 応用地質, vol. 41, No. 6, pp. 323-332, 2001.
- 1-9) 木村敏雄・吉田鎮男:断層に沿う破碎の強弱と地すべり—鶴川断層の例—第 12 回自然災害科学総合シンポジウム講演論文集 pp. 135-136, 1975.
- 1-10) 木村敏雄・吉田鎮男:断層に沿う破碎の強弱と地すべり—鶴川断層の例—第 12 回自然災害科学総合シンポジウム講演論文集 pp. 135-136, 1975.
- 1-11) 気象庁:異常気象リスクマップ, (最終検索日:2017/1/13)  
[\[http://www.data.jma.go.jp/cpdinfo/riskmap/sfc\\_wetdry.html\]](http://www.data.jma.go.jp/cpdinfo/riskmap/sfc_wetdry.html)
- 1-12) 気象庁:アメダスで見た短時間強雨発生回数の長期変化について,  
[\[http://www.jma.go.jp/jma/kishou/info/heavyraintrend.html\]](http://www.jma.go.jp/jma/kishou/info/heavyraintrend.html)(最終検索日:2017/1/13)
- 1-13) Jouzel et al. : Orbital and Millennial Antarctic Climate Variability over the Past 800,000 Years. Science, 317, 5839, 793-797, doi: 10.1126 / science.1141038, 2007.
- 1-14) Mann et al. : Proxy-based reconstructions of hemispheric and global surface temperature variations over the past two millennia. PNAS, 105, 36, 13252-13257, 2008.
- 1-15) 内閣府:平成 25 年度防災白書, 2012.
- 1-16) 笹原克夫, 桜井亘, 加藤仁志, 島田徹, 小野尚哉: LiDAR による深層崩壊発生斜面の地形学的検討, 京都大学防災研究所研究集会, 2012.
- 1-17) 気象庁:【災害時気象速報】平成 23 年 7 月新潟・福島豪雨.
- 1-18) 気象庁:【災害時気象速報】平成 23 年台風第 12 号による 8 月 30 日から 9 月 5 日にかけての大雨と暴風.

- 1-19) 国土交通省：平成 23 年台風第 12 号災害の報告.
- 1-20) 井口隆・土志田正二・清水文健・大八木規夫：地すべり地形分布図で見る深層崩壊の実態—2011 年台風 12 号による紀伊半島の深層崩壊を対象として—, 京都大学防災研究所特定研究集会 23C-03 深層崩壊の実態, 予測, 対応, 2012.
- 1-21) 井口隆・大八木規夫・内山庄一郎・清水文健：2008 年岩手・宮城 内陸地震で起きた地すべり災害の地形地質的背景, 防災科学技術研究所主要災害調査 第 43 号 2010 .
- 1-22) 風間基樹 , 森友宏, 株木宏明：松井哲志：荒砥沢ダム上流部で発生した地すべりの滑動計算とその考察, 日本地震工学会論文集 第 11 巻, 第 5 号 (特集号) , 2011.

## 2 章

- 2-1) Hsu, K. J., : Albert Heim, observations on landslides and relevance to modern interpretations, in Voight, B., ed., Rockslides and avalanches, vol.1, Elsevier, Amsterdam, p. 71-92. Hungr, O., 1978.
- 2-2) 奥田節夫：歴史的記録から見た土石堆積状態の特性, 京都大学大学院防災研究所年報, No. 27B-1, 1984
- 2-3) 羽田野誠一：地すべり性大規模崩壊と地形条件—和歌山県有田川上流の事例—, 地盤地形関係論文集, p43-45, 1968
- 2-4) 江川良武：航空写真と地形図による地すべり調査, 「技術講座」土木学会東北支部 pp. 1-34, 1977.
- 2-5) 古谷尊彦：「地すべり・崩壊・土石流—予測と対策」, 武居有恒監修, 鹿島出版会 pp. 192-230, 1980.
- 2-6) 大八木規夫：「地すべり地形の判読法—空中写真をどう読み解くか—」, pp. 7-20, 近未来社, 2007.
- 2-7) 防災科学技術研究所：地すべり地形分布図.
- 2-8) Saaty, Thomas L.: The Analytic Hierarchy Process, New York, McGraw-Hill Book Company, 265p, 1980.
- 2-9) 八木浩司, 檜垣大助：(社)日本地すべり学会平成 14 年度第三系分布域の地すべり危険箇所調査手法に関する検討委員会：空中写真判読と AHP 法を用いた地すべり地形再活動危険度評価手法の開発と阿賀野川中流域への適用, 日本地すべり学会誌, Vol. 45, No. 5, pp. 358-366, 2008.
- 2-10) 菊地輝行, 鹿野久米豊, 秦野輝儀, 荒井融：斜面堆積物の詳細地形判読における基準表の適用, 平成 22 年度応用地質学会研究発表会講演論文集, pp. 125-126, 2010.
- 2-11) 建設省河川局砂防部傾斜地保全課：斜面カルテ作成要領 (平成 10 年 3 月) , 1998
- 2-12) 国土交通省：「深層崩壊推定頻度マップ」, 2010.
- 2-13) 土木研究所：「深層崩壊の発生の恐れのある溪流抽出マニュアル (案)」, 土木研究

- 所資料 4115 号, 2008.
- 2-14) 土志田正二, 井口隆: 地すべり地形分布図を用いた深層崩壊発生危険度評価について-2011 年台風 12 号による土砂災害を例として-, 地形, vol135, No. 1, pp. 48, 2014.
- 2-15) 桜井亘・鷺尾洋一・高川智・江川真史・島田徹・笠原拓造・渡辺隆吉: 高知県東部(奈半利川流域)における平成 23 年台風 6 号に伴う緊急土砂災害調査 砂防学会編, 砂防学会研究発表会概要集, Vol. 61, p258-259, 2012.
- 2-16) 防災科学研究所: J-SHIS 地震ハザードステーションホームページ  
(<http://www.j-shis.bosai.go.jp/>) (最終検索日: 2017/1/13)
- 2-17) 奈良県県土マネジメント部砂防・災害対策課: 奈良県 紀伊半島大水害 大規模土砂災害アーカイブ, ホームページ(最終検索日: 2014/1/13)  
[<http://www3.pref.nara.jp/doshasaigai/saboarchive1/>]
- 2-18) 九州電力(株): 「黒川第一発電所設備損壊事象に係る技術検討会 報告書」, 2016.
- 2-19) 山口真一: 最近の地すべりの問題点について, 京都大学防災研究所年報 No. 12B, p21-22, 1969.
- 2-20) 大八木規夫: 地すべりの構造 URBUN KUBOTA No. 20, p44, 1982.
- 2-21) 大八木規夫: 地すべり, -地形地質的認識と用語- I. 3 章, 日本地すべり学会編, pp. 29-45, 2004.
- 2-22) 横山俊治: 斜面変動と地質, 斜面変動発達史に見る素因と誘因の関係, 斜面地質学-その研究動向と今後の展望-, 日本応用地質学会, pp. 50-51, 1999.
- 2-23) 野崎保: 初生地すべりとその発生プロセスに関する概念, 日本応用地質学会特別公演およびシンポジウム予稿集, pp. 10-14, 2010.
- 2-24) 国土交通省: 第 5 回社会資本メンテナンス戦略小委員会, 参考資料
- 2-23) 国土交通省: 平成 17 年度国土交通白書, 2006.
- 2-24) 国土交通省道路局: 道路トンネル定期点検要領
- 2-25) 土木学会: 2013 年制定 コンクリート標準示方書 維持管理編
- 2-26) 日本コンクリート工学会: コンクリートのひび割れ調査, 補修・補強指針-2009-, p127, 2009.
- 2-27) 藤田悠介, 中村秀明, 浜本義彦: 画像処理によるコンクリート構造物の高精度なひび割れ自動抽出, 土木学会論文集 F Vol. 66 No. 3, pp. 459-470, 2010.
- 2-28) 佐野信夫, 伊藤哲男, 馬場弘二, 西村和夫, 吉武勇, 中川浩二: 連続印刷画像を用いたトンネル覆工コンクリートのひび割れ評価におよぼす技術者資格の影響, 土木学会論文集 F, Vol. 62, No. 3, pp. 558-566, 2006.
- 2-29) 吉田次男, 河野幸彦, 石井政博, 小出博: デジタルカメラによるダム表面状態調査, ダム工学 18(2), pp. 118-125, 2008.
- 2-30) 菊地輝行, 秦野輝儀, 壺阪知広, 西山哲: デジタル画像を利用したひび割れ幅計測手法の研究, 第 59 回地盤工学シンポジウム, 平成 26 年度論文集 pp. 45-50, 2014.



- 2-31) 大西有三：走行型計測技術による道路トンネル健全性評価の実用化検討に関する研究, 新都市社会技術融合創造研究会 研究成果報告会資料, 2013.
- 2-32) 塩崎正人, 菊地典明, 前川了重, 益山茂樹, 石坂哲宏, 佐田達典：照明を利用した変状抽出手法に関する研究, 土木学会論文集 F3 Vol. 67 No. 2, I\_119- I\_124, 2011.
- 2-33) 秋元圭一：情報化施工のためのデジタル画像計測法に関する研究, 京都大学博士論文, 2002.
- 2-34) 西山哲, 大西有三, 矢野隆夫, 龍明治：デジタル写真測量技術を用いたトンネルの変状計測に関する研究, 土木学会論文集 C Vol. 64 No. 3, 598-606, 2008.
- 2-35) 半田兼一, 大西有三, 西山哲, 小山倫史, 西川啓一, 下澤正道：デジタル画像計測を用いた道路トンネルの健全性評価に関する研究, 第 38 回岩盤力学に関するシンポジウム講演集, pp. 184-189, 2009.
- 2-36) 日経コンストラクション編：図解維持・補修に強くなる 一目でわかるインフラ維持管理の教科書, pp. 20-27, 日経 BP 社, 2014.
- 2-37) 高見智之：細密 DEM を活用した地形解析に基づく重力変形斜面の類型化, 応用地質, No. 56-5, p210-218, 2015.
- 2-38) 稲垣秀輝, 小坂英輝, 大久保拓郎：四国, 中央構造線沿いの地すべりの発生と安定か, 地すべり学会誌, vol. 44, No. 4, p37-43, 2007.
- 2-39) 千木良雅弘, ツォウ・チンイン, 松四雄騎, 平石成美, 松澤真：台風 12 号による深層崩壊発生場－発生前後の詳細 DEM を用いた地形解析結果－, 京都大学防災研究所研究集会「深層崩壊」, 2012
- 2-40) 国土交通省：河川砂防技術基準 調査編 (H24)
- 2-41) 財) 国土技術研究センター：「貯水池周辺の地すべり調査と対策」, 2010.
- 2-42) 堀伸三郎：地すべり対策技術設計実施要領平成 8 年度改訂版, 第Ⅱ調査・設計編, 地すべり対策技術協会, p53-127, 1996.
- 2-43) Varnes, D. J. 1978. Slope movement types and processes. In: Special Report 176: Landslides: Analysis and Control (Eds: Schuster, R. L. & Krizek, R. J.). Transportation and Road Research Board, National Academy of Science, Washington D. C., 11-33.
- 2-44) Cruden, D.M. and Varnes, D.J.: Landslide types and processes In: Landslide investigation and mitigation, edited by A. K. Turner and R. L. Schuster. National Academy of Sciences, Washington DC, pages 36-71, 1996.
- 2-45) 大八木規夫：地すべり, -地形地質的認識と用語- I .1 章, 日本地すべり学会編, p3-15, 2004.
- 2-46) 大八木規夫：鷲尾岳・平山, アーバンクボタ No. 20, 1982.
- 2-47) 渡正亮・酒井淳行：地すべり地の概査と精査の考え方, 土木研究所資料 1003 号 pp. 35-36, 1975.

- 2-48) 藤原明敏：「地すべり調査と解析」、理工図書, p222, 1970.
- 2-49) 高速道路調査会：地すべり危険地における動態観測施工に関する研究(その3), 1988.
- 2-50) 斉藤廼孝：斜面崩壊発生時期の予知, 土と基礎 vol117-2, 5-10, 1969.
- 2-51) 福藺輝旗：表面移動速度の逆数を用いた降雨による斜面崩壊発生時刻の予測法, 地すべり, vol. 22-2, pp. 8-13, 1985.
- 2-52) 道路保全センター道路構造物保全研究会：道路防災のための計測管理の手引き, 2009.
- 2-53) 木元亮輔, 藤田悠介, 河村圭, 浜本義彦：画像処理によるコンクリート構造物のひび割れ計測の実用化に関する基礎研究, 26th Fuzzy System Symposium, pp. 13-15, 2012.
- 2-54) 佐野信夫, 伊藤哲男, 馬場弘二, 西村和夫, 吉武勇, 中川浩二：連続印刷画像を用いたトンネル覆工コンクリートのひび割れ評価におよぼす技術者資格の影響, 土木学会論文集, Vol. 62, No. 3, pp. 558-565, 2009.
- 2-55) 吉田次男, 河野幸彦, 石井政博, 小出博：デジタルカメラによるダム表面状態調査, ダム工学, 18(2), pp. 118-125, 2008.
- 2-56) 佐野信夫, 馬場弘二, 山田隆昭, 吉武勇, 中川浩二, 西村和夫：高速道路トンネルの合理的な点検システムの提案, 土木学会論文集, Vol. 63, No. 3, pp. 391-400, 2007.
- 2-57) 秋本圭一, 服部進：画像処理の基礎, 岡山職業能力開発短期大学校紀要, Vol. 11, pp. 23-38, 1997.
- 2-58) Fraser, C. S. : High Accuracy Ground Surface Displacement Monitoring, Photogrammetric Record, Vol. 14, No. 81, pp. 505-521, 1993.
- 2-59) 西山哲, 大西有三, 矢野隆夫, 龍明治：デジタル写真測量技術を用いたトンネルの変状計測に関する研究, 土木学会論文集, Vol. 64, No. 3, pp. 598-606, 2008.
- 2-60) 土木学会：トンネルの維持管理, 2005.
- 2-61) 半田兼一：道路トンネルの健全性評価手法に関する基礎的研究, 京都大学大学院修士論文, 2009.
- 2-62) 藤田悠介, 中村秀明, 浜本義彦：画像処理によるコンクリート構造物の高精度なひび割れ自動検出, 土木学会論文集, Vol. 66, No. 3, pp. 459-470, 2010.
- 2-63) 田中直樹：レーザー画像を用いた路面からのクラック抽出, 土木学会論文集, Vol. 62, No. 4, pp. 631-640, 2006.
- 2-64) 小島芳之, 栗林健一, 朝倉俊弘, 伊藤裕昌：光ファイバによるトンネル覆工の変状監視法, トンネルと地下, Vol. 36, No. 2, pp. 8-10, 2005.
- 2-65) 井口征士・佐藤宏介：「三次元画像計測」, 昭晃堂, 1990.
- 2-66) 秋本圭一・服部進・井本治孝：「デジタル画像計測法を用いた精密工業計測」, 電子情報通信学会論文誌, Vol. J84-D-II, No. 7, pp. 1299-1309, 2001.

- 2-67) Granshaw , S. I. : 「Bundle Adjustment Methods in Engineering Photogrammetry」 ,Photogrammetric Record, Vol. 10, No. 56, pp. 181-207, 1980.
- 2-68) Beyer, H. A. : 「Accurate Calibration of CCD-cameras」 ,Proc. of IEEE Computer Society Conference on Computer Vision and Pattern Recognition, pp. 96-101, 1992.
- 2-69) 新都市社会技術融合創造研究会(最終検索日:2017/1/13)  
(<http://www.kkr.mlit.go.jp/road/shintoshikenkyukai/index.html>)
- 2-70) 財団法人 道路保全技術センター「道路防災のための計測管理の手引き」
- 2-71) 日本道路協会「道路土工 切土工・斜面安定工指針」
- 2-72) 社団法人 全国治水砂防協会「地すべり防止技術指針及び同解説」
- 2-73) 社団法人 地すべり対策技術協会 「地すべり観測便覧」
- 2-74) 坂本孝之, 藤澤和範, 千田容嗣, 石田孝司, 山邊晋, 西條敦志, 増子実, 後藤知英, 立野恵一: 特殊な地すべり環境下でも使用可能な観測装置, 第 48 回日本地すべり学会研究発表会講演集, pp. 248-249, 2009.
- 2-75) 株式会社興和ホームページなど(最終検索日:2017/1/13)  
(<http://www.kowa-net.co.jp/tech/ground-measurement/measurement-hw/index.html>)
- 2-76) 山邊康晴, 渡正亮: 地盤傾斜計の歴史と現状, 地すべり学会誌, Vol. 46, No. 1, 2009.
- 2-77) 花岡正明, 丸山清輝, 小嶋伸一: 光ファイバセンサによる地すべり挙動調査, 土木研究所成果報告書, 2005, pp. 663-674, 2005.
- 2-78) 加藤俊二, 小橋秀俊: 光ファイバセンサによる斜面表層崩壊モニタリングと崩壊予測, 地質と調査, pp. 21-26, 2005.
- 2-79) 阿部大志, 佐藤寛, 及川典生, 東海林明憲, 高見智之: GPS 観測による谷地地すべりの運動機構の考察, 地すべり学会誌, Vol. 42, No. 4, 2005.
- 2-80) 緒方辰男, 岩崎智治, 武智国加, 山本浩之: GPS 自動計測サービスを利用した地すべり計測事例, 土木施工, vol. 47, No. 6, 2006.
- 2-81) 下野宗彦, 櫻谷慶治, 岩崎智治, 清水則一: 予防保全を目的とした GPS 自動計測監視システムの導入, 28<sup>th</sup>日本道路会議論文集(CD-ROM), 2009.
- 2-82) 前田勇輝, 福田誠, 木村智博, 新関敦生: 平均振幅比による地中音を用いた地すべり予測評価の試み, 土と基礎, Vol. 55, No. 11, pp. 14-16, 2007.
- 2-83) 宇次原雅之, 藤井真希, 田仲正弘, 金川忠: A E の発生頻度と波形周波数に着目した岩盤斜面安全監視手法の現場適用, 土木学会第 62 回年次学術講演会, 2007.
- 2-84) 納谷宏, 溝上雅宏, 浅利晋一郎, 増成友宏, 清水則一, 前田寛之: 拡散レーザ変位計の開発とその実用性の検証, 地すべり学会誌, Vol. 44, No. 6, pp. 339-348, 2007.
- 2-85) 納谷宏, 溝上雅宏, 浅利晋一郎, 増成友宏, 清水則一: 拡散レーザ光線を用いた変位計の開発-地盤伸縮計との比較実証実験- : (社)土木学会第 36 回岩盤力学に関するシンポジウム講演論文集, pp. 219-224, 2007.

- 2-86) 西山哲, 大西有三, 矢野隆夫, 西川啓一: 電波を利用した 3 次元リアルタイム変位計測法の研究, 土と基礎, Vol. 55, No. 11, pp. 5-7, 2007.
- 2-87) 西山哲, 大西有三, 矢野隆夫, 里 優, 吉崎互: 無線機器を利用した斜面変位計測法の研究, 地盤工学ジャーナル, Vol. 6, No. 4, pp. 503-511. 2011.
- 2-88) 中村公一, 島内哲哉, 塚原健太郎, 小野和行, 西山哲: MEMS 型三軸傾斜計による計測事例から得られた傾斜速度に関する検討, 第 59 回地盤工学シンポジウム, 2014
- 2-89) 出口知敬, 六川修一, 松島潤: 干渉 SAR の時系列解析による長期地盤変動計測, 日本リモートセンシング学会誌, vol29-2, pp. 418-428, 2009.
- 2-90) 葛岡成樹, 水野敏実: 干渉 SAR を用いた地表面微小変動モニタの実用化 土木学会土木情報利用技術講演集, Vol. 31, pp. 45-48, 2006
- 2-91) 藤原智: 国土観測への地球観測衛星の利用, 地形図修正と地殻変動検出, JACIC 情報 96 号, 2009.
- 2-92) 藤原智, 飛田幹男: 地表変動検出のための干渉 SAR 画像作成技術, 測地学会誌, Vol. 45, No. 4, 1999.
- 2-93) 米澤千夏, 竹内章司: C バンド SAR データの干渉を用いた日本列島における地形変動抽出のための実験的検討, 測地学会誌, Vol. 46, No. 2, 2000.
- 2-94) 渡辺学, 島田政信, 森山敏文, 田殿武雄: PALSAR と PiSAR (L バンド) データを用いた土石流箇所を検出の試み, リモートセンシング学会誌 Vol. 27, No. 4, 2007.
- 2-95) 辻 健, 山本勝也, 山田泰広, 松岡俊文, 朝倉俊弘: 干渉 SAR 解析による新潟県中越沖地震に伴う山岳トンネル被害メカニズムの解明, 土木学会論文集, Vol. 65, No. 4, 2009.
- 2-96) 矢来博司, 小荒井 衛: 陸域観測技術衛星「だいち」による災害観測 電子通信情報学会誌, Vol. 92, No. 9, 2009.
- 2-97) 佐藤源之: 地上設置型合成開口レーダーと災害モニタリングへの応用, 地上設置型合成開口レーダー活用セミナー資料, 総務省関東総合通信局主催, 2013.
- 2-98) 平田育士, 吉川和男, 西川大亮, 國友優, 神山嬢子, 阪上雅之, 長井義樹: 干渉 SAR 解析を用いた斜面変範囲推定手法の検討, 平成 28 年度砂防学会研究発表会概要集, No. 78, pp. B490~491, 2016.
- 2-99) 菊地輝行, 西山哲: 急傾斜地の地質調査における 3D レーザースキャナの適用事例, 土木学会中国支部第 68 回中国支部研究発表会, III-24, pp. 217-218, 2016.
- 2-100) 秦野輝儀, 菊地輝行, 千田良道: 高密度航空レーザ測量を用いた山地斜面のリスク管理への適用事例, 日本応用地質学会、平成 28 年度研究発表会, pp. 59-60, 2016.
- 2-101) 鈴木浩二, 高橋弘, 高野正範, 瀬口栄作, 萬徳昌昭, 福池孝記, 皆木美宣, 長井伸正: 無人航空機 (UAV) レーザ計測システム「TOKI」の開発, 平成 28 年度砂防学会研究発表会概要集, No. 78, pp. B-492~493, 2016.

- 2-102) 菊地輝行, 鹿野久米豊: 地上型 3D レーザースキャナを用いた地質調査事例, 日本応用地質学会, 平成 25 年度研究発表会講演集論文集, pp. 83-84, 2013.
- 2-103) 菊地輝行, 秦野輝儀, 千田良道, 福井裕康, 西山哲: 急傾斜地の地質調査における三次元点群データの活用事例, 日本応用地質学会中国四国支部, 平成 28 年度研究発表会, 2016.

### 3 章

- 3-1) 酒井幸市: デジタル画像処理入門, コロナ社, 1997.
- 3-2) 龍明治, 大西有三, 西山哲, 中井卓巳: デジタル画像計測による斜面モニタリングシステムの研究, 地盤工学ジャーナル Vol. 3, No. 2, pp. 109-119
- 3-3) 村井俊治: 解析写真測量 (1) 第 1 章写真測量の基礎知識, 写真測量とリモートセンシング vol. 19 No. 2, pp. 11-20, 1980.
- 3-4) 三浦悟: 土木計測分野におけるデジタル写真測量の高度化に関する研究, 京都大学博士論文, 2005.
- 3-5) 秋本圭一, 服部進: 画像計測の基礎, 岡山職業能力開発短期大学校紀要, Vol. 11, pp. 23-38, 1997.
- 3-6) 長谷川博幸: 第 4 章 単写真評定, 写真測量とリモートセンシング vol. 20 No. 1, pp. 22-32, 1981.
- 3-7) 外村元伸: Interface 2013 年 12 月号, pp. 143-152, CQ 出版
- 3-8) 壺阪知広: 構造物ヘルスマモニタリングのための画像計測法の研究, 岡山大学修士論文, 2016.
- 3-9) 金澤彬: デジタル画像を用いたひび割れ幅計測手法の研究, 京都大学修士論文, 2012.
- 3-10) 白鳥則郎監修: 未来へつなぐシリーズ 28 画像処理, 共立出版社, 2014.
- 3-11) Google map (<https://www.google.co.jp/maps>) (最終検索日: 2017/1/13)
- 3-12) 柏柳正之, 秦野輝儀, 水橋雄太郎, 熊崎直樹, 河野暢亮, 大橋土美: 大規模地震時の貯水池斜面のリスク評価, 12th Japan Symposium on Rock Mechanics & 29th Western Japan Symposium on Rock Engineering, 2008.
- 3-13) 熊崎直樹, 鳥羽瀬孝臣, 柏柳正之, 秦野輝儀, 水橋雄太郎: 地震時の地すべり面強度低下とこれを考慮した斜面安定性評価, 岩盤力学に関するシンポジウム, 2008.
- 3-14) 国土地理院 HP : 電子国土基本図 (<http://maps.gsi.go.jp/>) (最終検索日: 2017/1/13)

### 4 章

- 4-1) 長野洋平: デジタル写真測量の長大斜面監視システムへの適用に関する研究, 京都大学修士論文, 2008.

- 4-2) 三浦悟：土木計測分野におけるデジタル写真測量の高度化に関する研究, 京都大学博士論文, 2005.
- 4-3) 龍明治：地盤・岩盤斜面動態観測のためのデジタル画像計測手法に関する研究, 京都大学博士論文, 2008.
- 4-4) 秋本圭一・服部進：画像計測の基礎, 岡山職業能力開発短期大学校紀要, Vol. 11, pp. 23-38, 1997.
- 4-5) Jim, Z. C. Lai, et al : The Effects of a Camera' s Intrinsic Parameters on the Determination of a Coordinate Frame, Journal of the Chinese Institute of Engineers, Vol. 16, No. 5, pp. 621-630, 1993.
- 4-6) 服部進・秋本圭一・岡本厚・長谷川博幸・井本治孝：ターゲット場の多重撮影による基準点のない CCD カメラキャリブレーション, 電子情報通信学会論文誌, Vol. J82-D-II, No. 9, pp. 1391-1400, 1999.
- 4-7) 服部進・関章良・西川正直：相似変換のためのパラメータの近似値の自動計算法, 福山大学工学部紀要, Vol. 21, pp. 53-57, 1997.
- 4-8) Brown, D. C. : Close-Range Camera Calibration, Photogrammetric Engineering, Vol. 37, No. 8, pp. 855-866, 1971.
- 4-9) Fraser, C. S. : Network Design Considerations for Non-Topographic Photogrammetry, Photogrammetric Engineering and Remote Sensing, Vol. 50, No. 8, pp. 1115-1126, 1984.
- 4-10) 秦野輝儀, 菊地輝行, 上杉公一：三次元写真計測の高精度化とその適用例―山留め擁壁における変状計測―, 電力土木, No. 351, pp. 43-47, 2011.
- 4-11) 藤岡大輔, 大西有三, 西山哲：リアルタイム被害査定におけるデジタル写真計測の適用に関する研究, 土木学会第 63 回次学術講演集, pp. 303, 2008.
- 4-12) 菊地輝行, 秦野輝儀, 西山哲：斜面モニタリングにおける三次元写真計測法の適用, 応用地質, vol. 54, No. 6, pp. 264-271, 2014.
- 4-13) 藤岡大輔: デジタル写真測量の斜面挙動監視への適用に関する研究：京都大学修士論文, 2010.

## 5 章

- 5-1) 高泰朋, 守岩勉, 五島直樹, 前海眞司, 鈴木隆司, 尾崎順一, 金俊之 (2006)：航空レーザ計測を利用した崩壊地の自動抽出, 砂防学会誌, Vol. 63, No. 4, pp. 26-29, 2010.
- 5-2) 太田岳洋, 八戸昭一：数値標高モデルによる地形計測の現状と応用例, 応用地質, No. 46-6, pp. 347-360, 2006.
- 5-3) 千葉達朗, 鈴木雄介：赤色立体地図-新しい地形表現手法-, 応用測量論文集, Vol. 15, pp. 81-89, 2004.
- 5-4) 佐々木寿, 向山栄：地形判読を支援する新しい地形表現方法の開発とその利用, 応用

- 地質, No. 49-6, p. 318-330, 2009.
- 5-5) 公益財団法人 日本測量調査技術協会:航空レーザ測量による災害対策事例集, pp. 42-43, 2013.
- 5-6) 平川泰之:航空レーザ計測による地形変化把握のための標高差分値の最適化, 砂防学会誌, Vol. 58, No. 6, p. 18-22, 2006.
- 5-7) 向山栄, 江川真史:二時期の細密 DEM から作成した地形画像解析により推定した平成 20 年(2008 年)岩手・宮城内陸地震における荒砥沢ダム周辺の地表変動:応用地質学会平成 21 年度研究発表会講演論文集, p3-4. 2009.
- 5-8) 品川俊介, 阿南修司, 佐々木靖人, 向山栄, 本間信一, 小林容子:2 時期の航空レーザ計測による地表地震断層周辺の変位量分布の推定 2011 年 4 月 11 日福島県浜通りの地震に伴う事例, 応用地質 Vol. 53, No. 6, pp. 271-281, 2013.
- 5-9) 下河敏彦, 稲垣秀輝, 千田良道, 松田匡司, 鈴木浩二:航空レーザ計測の DSM で抽出された地すべり危険斜面の現地検証, 日本地すべり学会誌, Vol. 50, No. 4, pp. 176-182, 2013.
- 5-10) Sakae Mukoyama:Estimation of ground deformation caused by the Earthquake (M7.2) in Japan, 2008, from the Geomorphic Image Analysis of high resolution LiDAR DEMs, Journal of Mountain Science, Vol. 8, No. 2, pp. 239-245, 2011.
- 5-11) 笠原克夫, 土志田正二, 江藤史哉:航空レーザ計測による斜面崩壊の前兆としての微地形判読図の抽出, 地すべり学会誌 vol. 49, No. 3, pp. 47-51, 2012.
- 5-12) 千田良道, 高野正範:転石・岩盤斜面調査を目的とした航空レーザ測定の課題改善, 日本写真測量学会学術講演会発表論文集, pp. 85-88, 2013.
- 5-13) 増田仁, 田近真悟, 沢田和秀, 小野貴稔:転石調査のための高密度航空レーザ計測による斜面の可視化, 地盤工学会中部支部第 23 回調査設計施工技術報告会 1-2, 2014.
- 5-14) 中日本航空㈱:点群ビューワ Mierre (ミエール):<http://www.nnk.co.jp/research/product/software/mierre.html>(最終検索日: /1/13)
- 5-15) 国土地理院:長期の地殻変動情報(最終閲覧日:2017 年 1 月 17 日)  
[http://mekira.gsi.go.jp/project/f3\\_10\\_5/ja/index.html](http://mekira.gsi.go.jp/project/f3_10_5/ja/index.html)
- 5-16) 森脇寛:地表面移動量を指標とする地すべり斜面の崩壊危険度評価, 地すべり vol. 38, No. 2, pp. 115-122, 2001.
- 5-17) 菊地輝行, 秦野輝儀, 千田良道, 西山哲:航空レーザ測量を用いた斜面動態モニタリング技術の試み, 地盤工学会第 51 回研究発表会, DS-12, No. 0806, 2016.



## 謝辞

本論文は筆者が岡山大学大学院・環境生命科学研究科・環境科学専攻・博士後期課程に在籍中の研究成果をまとめたものである。同専攻教授・西山哲先生には指導教官として本研究の実施の機会を与えて戴き、その遂行にあたって終始、ご指導を戴いた。西山先生との最初に出会いは、本論文に記載のある精密三次元写真計測を初めて試みた現場において目標精度が確保されずに困っていた状況下において適切に改善を指示・指導していただいた。筆者は予定されていた精度を確保できず袋小路に陥っていたが、この失敗がなければ先生にお会いすることは無いと考えると、この失敗は啓示であり啓蒙であったと強く思う。筆者が先生のお忙しい時期であることを考慮せず厚かましくも大学を訪問した時も時間を割いていただき、私の拙い説明を聞いていただいた。特に本論文の議論では、入試で大学が使用できなくても訪問した筆者に対して、風邪を召されながらも早朝からコンビニの2Fの打ち合わせスペースで批評をいただいた。博士論文という一生に一度であろう機会を充実なものにさせていただいたことに、心から深謝の意を表したい。

同専攻教授・河村雄行先生には本論文の副査として細部にわたりご指導を戴いた。また、筆者が解析結果の解釈や考察で困っていた時に快く話を聞いていただき、適切なアドバイスをいただいた。深謝の意を表したい。並びに、同専攻教授 大久保賢治先生には副査としてご助言を戴くとともに本論文についてご指導を戴いた。ここに深謝の意を表する。さらに、環境生命科学研究科教授・市川康明博士、同研究科准教授・木本和志博士、自然科学研究科教授・鈴木茂之博士からご指導や励ましをいただいた。

論文執筆に際して、電源開発株式会社土木建築部・秦野輝儀氏は、本論文のすべてのスタートとなったダム擁壁の調査計測を立案された。秦野氏からの1本の電話がすべての始まりであるといつて差し支えない。本論文で得られた様々な現場や考察は氏と共に進んだものであり、さまざまな助言は本論文の隅々に生かされた。深謝の意を表します。

研究過程では、京都大学大学院技術専門職員・矢野隆夫博士には、本論文の発端となった擁壁の精密三次元計測および、ひび割れ計測手法において現場への適用手法を切り開いていただいた。当時、室内試験中心で実用例が多くなかったこの手法について、ほとんどの現場に立ち会っていただき、実際の対象物に設置を行っていただいた。現場では自ら先頭に立ち防護メガネを付け、ハンマードリルでアンカー設置を作業していただきエンジニアリングの基本姿勢として心に刻みたい。つくばソフトウェアエンジニアリング株式会社・村上治博士には、画像計測法によるひび割れ計測について、基本原理から説明いただき、実用化にあたり特にソフトウェアの面で支えていただいた。多くの実験に立ち会っていただき、的確なご指導をいただいた。また、ひび割れ計測用のターゲットの開発において石塚硝子株式会社・吉田幹氏、山下トレーディング・山下一彦氏には、さまざまな現場環境下におけるガラス・ターゲットの開発に創意工夫を凝らしていただき積雪地から港湾

地域まで使用できる製品を作成していただいた、このように資材の開発なしには汎用性の確保は難しく、心から感謝したい。株式会社地層科学研究所・林邦彦氏、高橋昌弘氏には精密三次元計測において現場でご指導をいただいた。写真計測について殆ど無知であった筆者に丁寧にご指導いただき、失敗しながらも徐々に精度が向上し、変動ブロックが見えるようになったことは両氏の粘り強いチャレンジの賜物であった。中日本航空株式会社・千田良道氏、江崎充典氏、吉田利輝氏には、航空レーザ計測および点群データ処理の専門家として、変動ベクトル解析の事例について多くの論文や研究発表の共著者として多大な支援をいただいた。三重計測サービス・横山薫氏には、地上型 3DLS のスペシャリストとして多数の現場でお世話になった。特に急傾斜地で植生の多い斜面に対しほぼ 1 日の現地計測で見事なオーバーハングのある地形図を作成していただいたことは、大変新鮮で驚きであった。TI アサヒ株式会社・山崎文明博士には、マスマーブメント解析の専門家として、三次元データ解析で筆者が立ち往生している際に多くのご指導をいただいた。

元電源開発株式会社・堀正幸氏には、筆者が岡山大学に入学する時点で筆者の所属会社の代表取締役を務められており、当時まだ目新しかった写真計測に関する研究について説明を聞いていただき、弊社では異例である進学に関しても背中を押していただいた。このような後押しがなければ大学院で学ぶ機会は無かったと考え、深謝の意を表す。また電源開発株式会社・嶋田善多執行役員には、研究が始まった当時、計測し始めることが大事であることを公言しておられた。このようなアドバイスは心強く、その後の研究における礎となった。電源開発株式会社・土木建築部土木技術室地質タスクの津田延裕様、井口敬次様、清水功様には、同社に関係する様々な斜面の調査に同行させていただき、さまざまな視点で地形・地質を見て解釈する事をご指導いただいた。本論文で実用化されたひび割れ計測であるが、まだ現場実証例がない段階において積極的に採用していただいた、同社上士幌電力所・松林茂所長代理、同社九頭竜電力所・三谷司郎所長代理には深謝の意を表す。加えて、電源開発株式会社・東日本支店、中部支店、西日本支店と電力所の皆様、およびJPハイテックの各水力発電現場で電力の安定供給にご尽力されている皆様にも深謝の意を表す。

株式会社開発設計コンサルタントにおいて、論文執筆に際してアドバイスをいただいた平井武顧問、茶石貴夫技術顧問に深謝の意を表す。また業務多忙な中、論文執筆を快諾して筆者の業務に関する調整をしていただいた殿村敦典執行役員、鹿野久米豊地質事業部長には、深謝の意を表す。また上杉公一主幹技師長には、ひび割れ計測が維持管理現場で活用できるとの見立てをいただいたことが、筆者が現地への活用を推し進める原動力となった。同社の諸先輩方、同僚の皆様に深謝の意を表す。また西山研究室の皆さんには充実した 3 年間を過ごせたことに感謝の意を表したい。年齢や地位に分け隔てなく議論の場となっていた研究室で過ごすことは、筆者にとって最も楽しい時間であった。

最後に著者を支えてくれた家族に心から感謝の意を表し、謝辞の結びとする。